ANEJO Nº 6. ESTRUCTURAS

4. Cálculos

Cálculos Recinto Construcción Cajón

PK. 707 + 657.97 a 707 + 761.00

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN EMPUJADO.
PK: 707+660,00 a 707+761,40

-ADENDA 5-
VERSIÓN DEFINITIVA

PANTALLAS Y MUROS

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 20 de diciembre de 2004

MEMORIA

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
RECINTO PARA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO.

- ADENDA 5 -

RECINTO DEL CAJÓN HINCADO
VERSIÓN DEFINITIVA

1. ANTECEDENTES.

Tras una gran variedad de posibilidades planteadas y estudiadas para la ejecución del recinto de construcción del cajón hincado, se opta por una configuración definitiva y se procede a la definición geométrica y estructural de la misma.

La configuración definitiva se caracteriza por:

- Ancho interior del recinto de 18.48m, que permite la construcción del cajón apto para la modificación del trazado en planta que facilita el cruce bajo el puente en el PK 707+900 de la traza del Falso Túnel de Can Tunis.
- Trazado en alzado correspondiente a un gálibo mínimo de 6.0m. De este modo, todo el recinto para la construcción del cajón hincado se encuentra en una rampa con pendiente constante del 1.5%.
- Pantallas en los tramos 1-2A y 1-2B hasta la cota z=-24.0m. En dichos tramos se ejecutarán columnas de jet-grouting con la densidad estricta que impida la entrada de agua durante el proceso de hinca, pero sin la densidad requerida para poder tener en cuenta una contribución significativa del jet-grouting como puntal profundo previo a la excavación interior.

Todas las variantes posibles en cuanto a anchuras del recinto, rasante y utilización o no utilización del jet-grouting como puntal profundo ya han sido calculadas, comprobadas y presentadas y se procede ahora a reunir en un único documento la definición completa de la solución finalmente adoptada. Así pues, este documento sustituye las versiones anteriores y define por completo la solución final.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Se han realizado las adaptaciones geométricas requeridas para la configuración finalmente adoptada.

Todas las verificaciones y el dimensionamiento de las pantallas del recinto, recogidas en las Notas de Cálculo:

- "Nota de Cálculo del Recinto para la Construcción del Cajón Empujado PK:707+660 a 707+761.40. Pantallas y Muros" del 6 de septiembre de 2004
- "Nota de Cálculo del Recinto para la Construcción del Cajón Empujado PK:707+660 a 707+761.40.-Adenda- Modificación Tramos 1-2A y 1-2B. Pantallas y Muros" del 16 de septiembre de 2004
- "Nota de Cálculo del Recinto para la Construcción del Cajón Empujado PK:707+660 a 707+761.40.- Adenda 2 - Modificación Trazado en Planta. Pantallas y Muros" del 26 de octubre de 2004
- "Nota de Cálculo del Recinto para la Construcción del Cajón Empujado PK:707+660 a 707+761.40.- Adenda 3 - Modificación Trazado en Planta y Alzado. Pantallas y Muros" del 26 de octubre de 2004
- "Nota de Cálculo del Recinto para la Construcción del Cajón Empujado PK:707+660 a 707+761.40.- Adenda 4 – Tramos 1-2A y 1-2B sin empleo de Jet-Grouting como Puntal Profundo. Pantallas y Muros" del 19 de noviembre de 2004

y en el Comunicado: "Comprobaciones Adicionales sobre las Pantallas del Recinto para la Construcción del Cajón Hincado" del 19 de octubre de 2004, en el que se comprueban las pantallas frente a una cota de coronación del terraplén adyacente algo mayor de la originalmente considerada, se resumen en la Nota de Cálculo que acompaña a esta memoria, incluyéndose en ella todas las verificaciones y comprobaciones necesarias para el diseño de las pantallas y los muros recrecidos.

No son necesarias comprobaciones adicionales para la configuración final recogida en este documento.

3. CONCLUSIONES.

El diseño de las pantallas recogido en este documento se adapta a los condicionantes geométricos y constructivos que se aceptan como definitivos.

Sólo en caso de modificar la separación de los puntales definitivos se deberá proceder a la verificación de la viga de coronación en la que éstos se apoyan.



Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

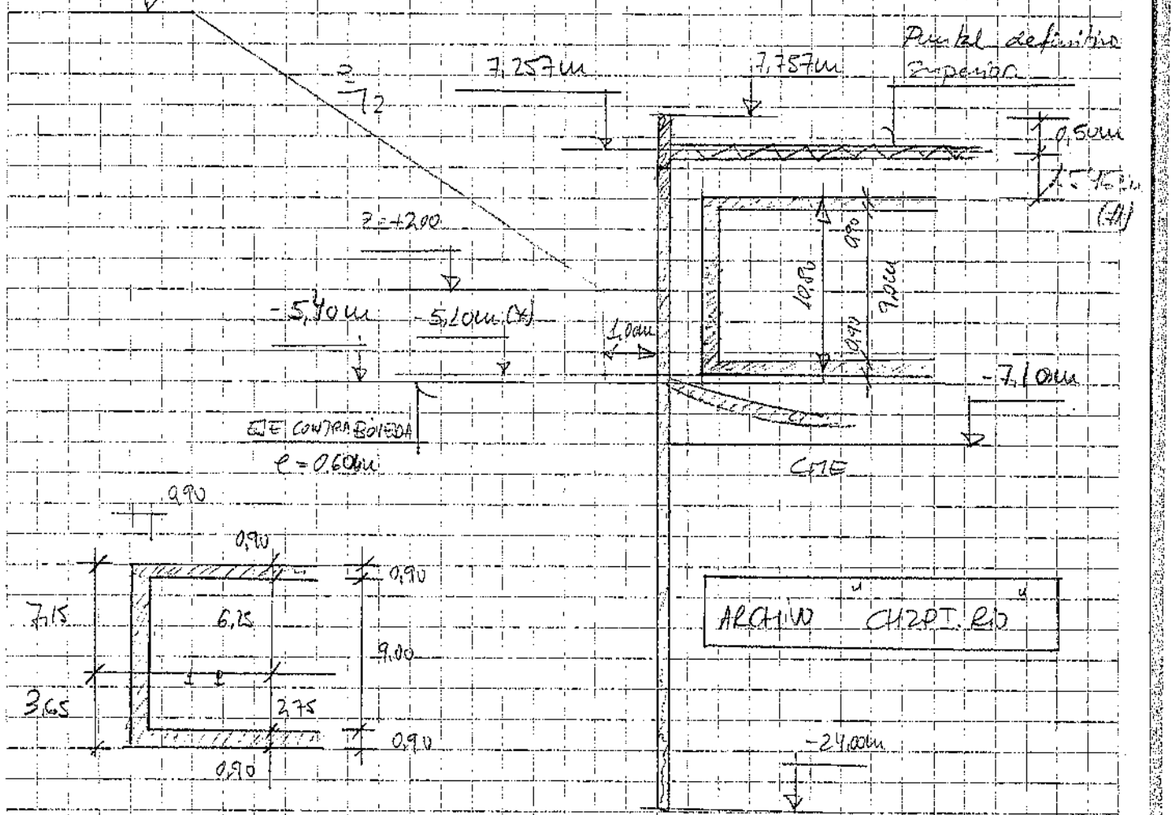
Barcelona, a 20 de diciembre de 2004

RECINTO CAJÓN EMPUJADO

* Pantallas h=1,00m
* Puntal superior definitivo
* Puntal intermedio provisional

Geometría: SECCIÓN INICIAL PK 7071+660

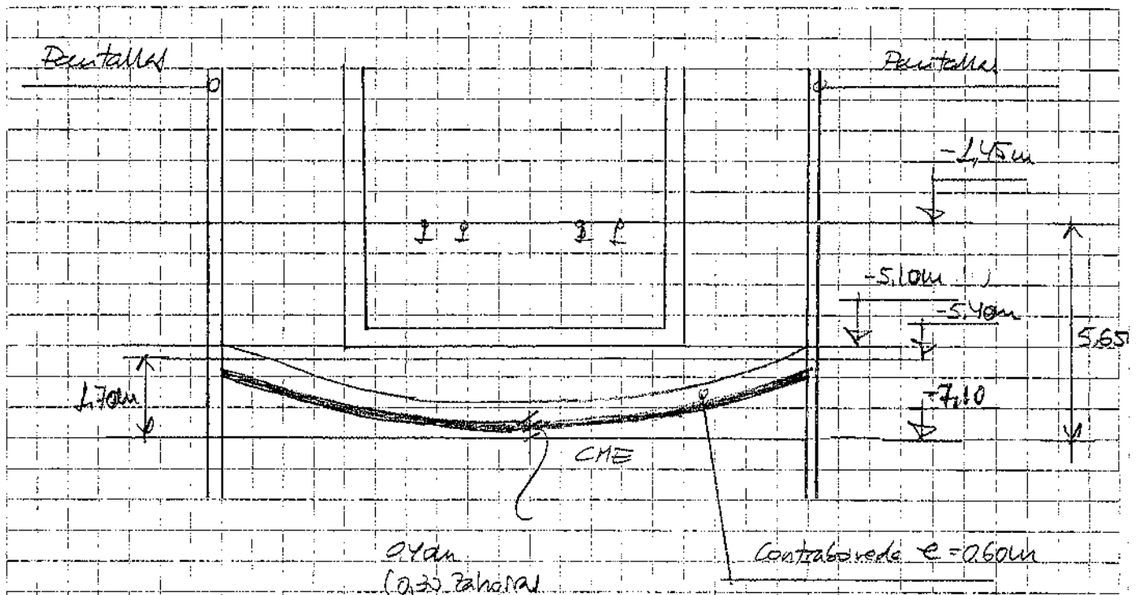
Cota cant.: z=-1,439m



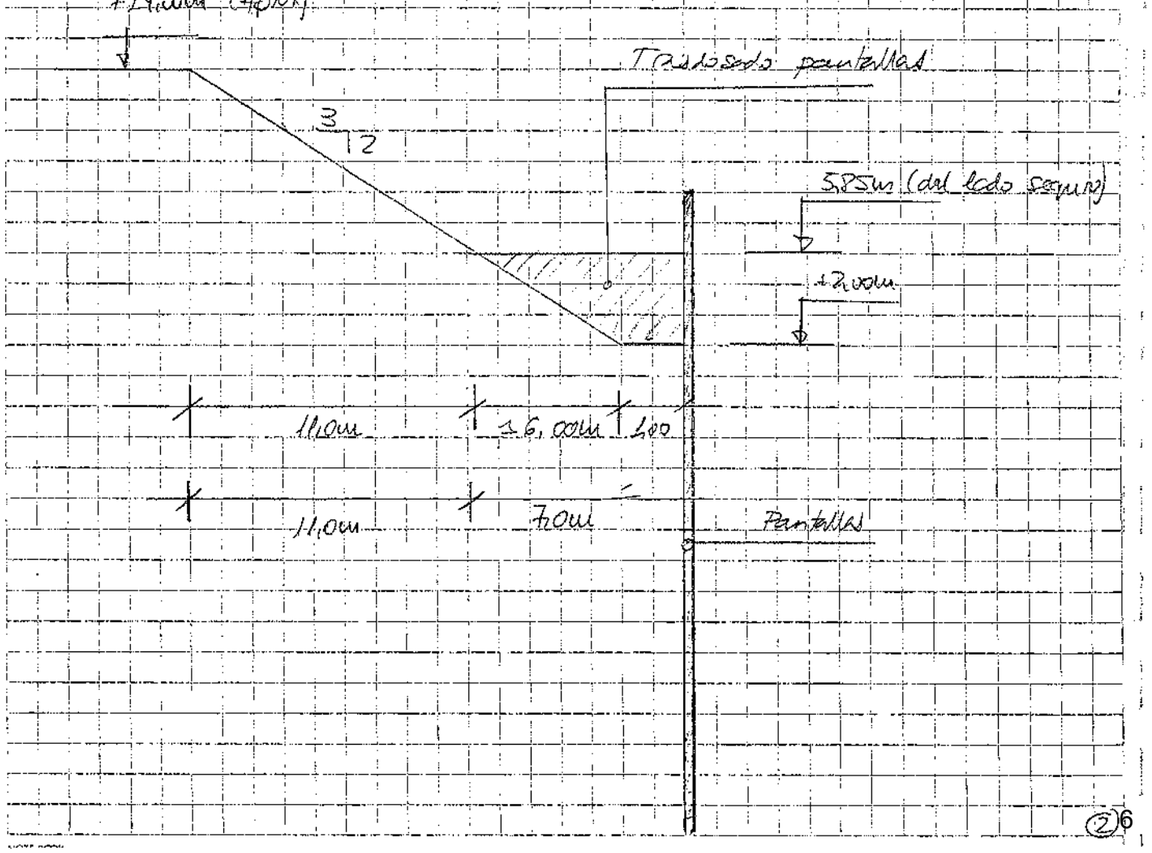
ARCHIVO CHZPT.RIO

(*) Cota plataforma de desplazamiento = Cota cara superior Solera

(#) Se deja un resguardo de 0,75m en la sección más desfavorable para la colocación de los puntales definitivos



EN ESTADO DEFINITIVO:

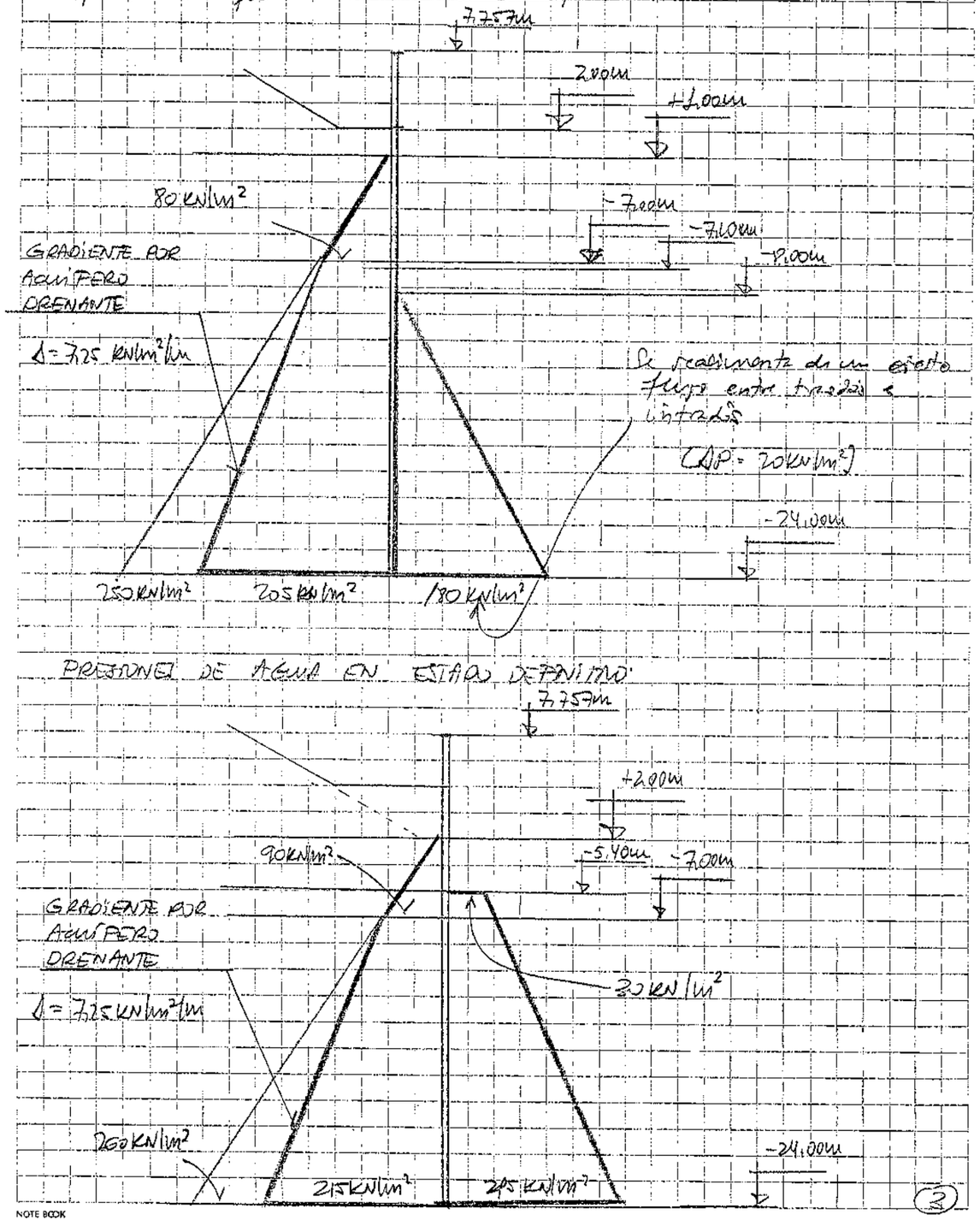


NOTE BOOK

Can Tunis — 30-Ago-2004

PRESIONES DE AGUA:

Se cuantifica el empuje izquierda de empuje de agua entre pantallas que en el tramo de pruebas



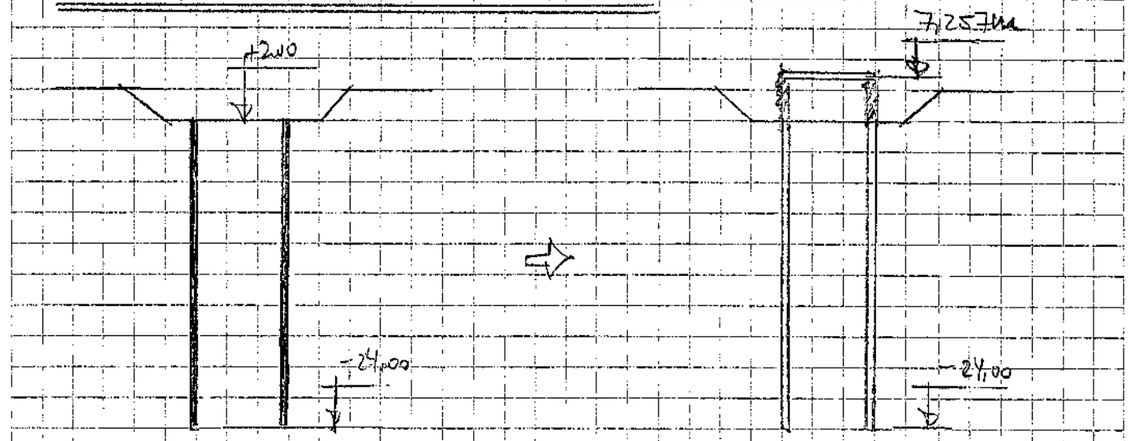
PRESIONES DE AGUA EN ESTADO DEFINITIVO

3

NOTE BOOK

Can Tunis — 30-Ago-04

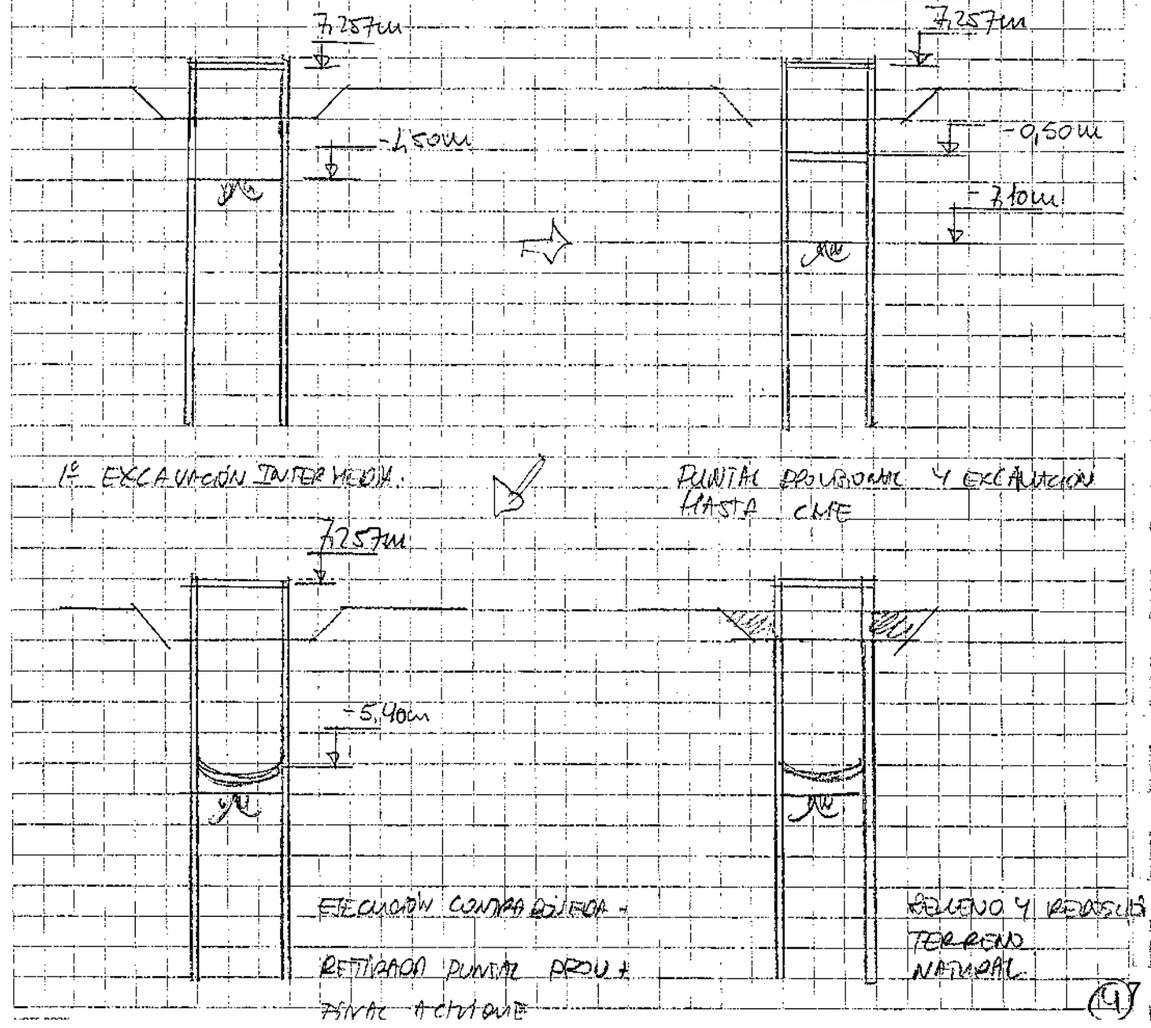
ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



PLATAFORMA DE TRABAJO + PANTALLAS + ACUÍFERO DE AGUA ENTRE PANTALLAS

RECRECIDO PANTALLAS (LIGHTATING)

PUNTAL DEFINITIVO



1ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA

PUNTAL DEFINITIVO Y EXCAVACIÓN HASTA COTA

EXCAVACIÓN CONTRAFLECHA + RETIRADA PUNTAL PROV + PUNTAL DEFINITIVO

RELLENO Y REPOSICIÓN TERRENO NATURAL

4

Can Tunis 30-Ago-2004

RIGIDEZ

1ª ESTIMACIÓN

Puntales Superiores K= 60500 Tn/m/m (definitivos)

Puntales Intermedios K= 60500 Tn/m/m (provisionales)

Contrabóveda K= 130000 Tn/m/m

Como estimación (tomando los rigideces de casos anteriormente estudiados), a falta de la definición completa de contrabóveda y puntales definitivos y provisionales

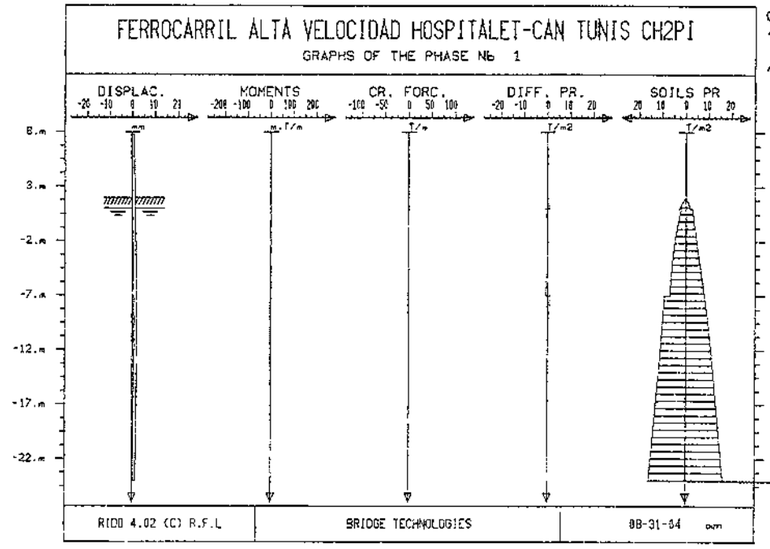

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CH2PI *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -0.5m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* RECINTO PARA LA CONSTRUCCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION INICIAL PK 707+660
7.757✓
-24.0 1.0^3*2.726E6/12✓
5.85✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000 ✓
EXC(1) 2.0✓
EXC(2) 2.0✓
SUB(1,1) 2.0 0.0 1.0 1.0✓
SUB(1,1) 2.0 1.0 2.0 2.33✓
SUB(1,1) 2.0 2.0 3.0 3.66
SUB(1,1) 2.0 3.0 4.0 4.99
SUB(1,1) 2.0 4.0 5.0 6.32
SUB(1,1) 2.0 5.0 6.0 7.65
SUB(1,1) 2.0 6.0 7.0 8.98
SUB(1,1) 2.0 7.0 8.0 10.31
SUB(1,1) 2.0 8.0 9.0 11.64
SUB(1,1) 2.0 9.0 10.0 12.97
SUB(1,1) 2.0 10.0 11.0 14.30
SUB(1,1) 2.0 11.0 12.0 15.63
SUB(1,1) 2.0 12.0 13.0 16.96
SUB(1,1) 2.0 13.0 14.0 18.29
SUB(1,1) 2.0 14.0 15.0 19.62
SUB(1,1) 2.0 15.0 16.0 20.95
SUB(1,1) 2.0 16.0 17.0 22.28
SUB(1,1) 2.0 17.0 18.0 23.61
SUB(1,1) 2.0 18.0 19.0 24.94
SUB(1,1) 2.0 19.0 35.0 25.00✓
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -24.0 20.5 ✓
WAT(2) -8.0 0.0 ✓
WAT(2) -24.0 18.0✓
CAL ✓
* ETAPA 2: RECRECIDO DE MUROS, PUNTALES DEFINITIVOS
* Y EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-1.50m
STR 7.257 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -1.50✓
CAL✓
* ETAPA 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-0.50 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -0.50 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -7.10✓
CAL✓
* ETAPA 4: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -5.40 1.0 0.0 0.0 130000✓
STR(0,2)✓
```

```
CAL✓
* ETAPA 5: RELLENO HASTA REPOSICION TERRENO NATURAL
BAC(1) 5.85 0.5✓
2.00 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.0 0.0 1000 ✓
SUB(1) 5.85 0.0 7.0 1.0✓
SUB(1,1) 5.85 7.0 8.0 2.33
SUB(1,1) 5.85 8.0 9.0 3.66
SUB(1,1) 5.85 9.0 10.0 4.99
SUB(1,1) 5.85 10.0 11.0 6.32
SUB(1,1) 5.85 11.0 12.0 7.65
SUB(1,1) 5.85 12.0 13.0 8.98
SUB(1,1) 5.85 13.0 14.0 10.31
SUB(1,1) 5.85 14.0 15.0 11.64
SUB(1,1) 5.85 15.0 16.0 12.97
SUB(1,1) 5.85 16.0 17.0 14.30
SUB(1,1) 5.85 17.0 18.0 15.63
SUB(1,1) 5.85 18.0 19.0 16.96
SUB(1,1) 5.85 19.0 35.0 18.29 ✓
CAL✓
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -24.0 21.5✓
WAT(2,1) -5.4 0.0 3.0✓
WAT(2) -24.0 21.5✓
CAL ✓
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12✓
STR(0,3)✓
STR -5.40 1.0 0.0 0.0 0.66*130000 ✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL RECINTO DEL CAJÓN HINCADO (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN INICIAL 706+660

EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

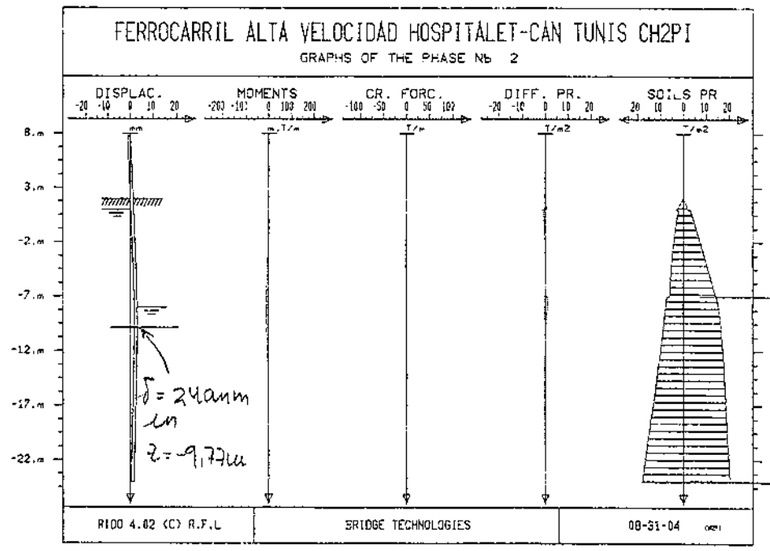
ESTADO PREVIO:



Si movilizo el 24,13% de empuje pasivo máximo disponible el intrados

16,02 Tn/m²

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

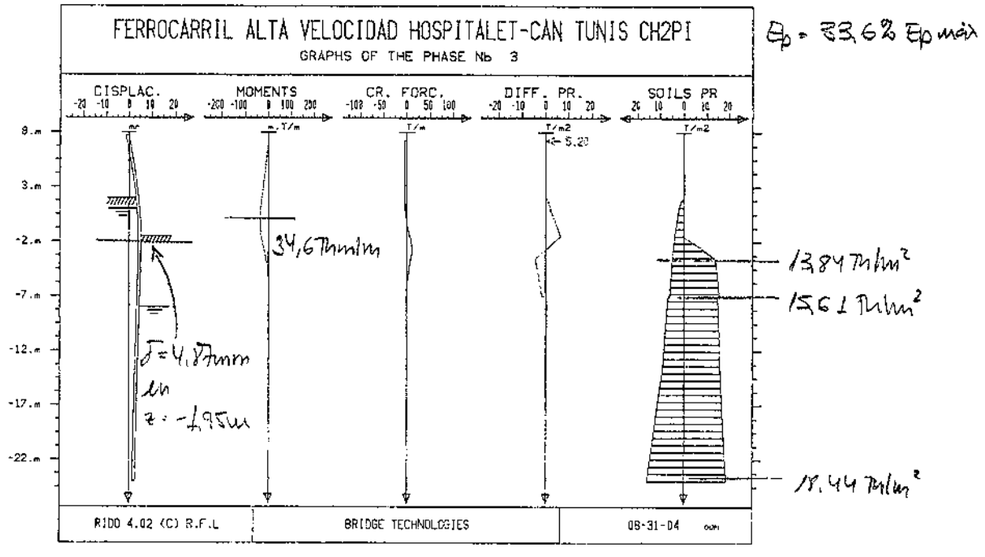


Ep = 24,6 % Ep máx

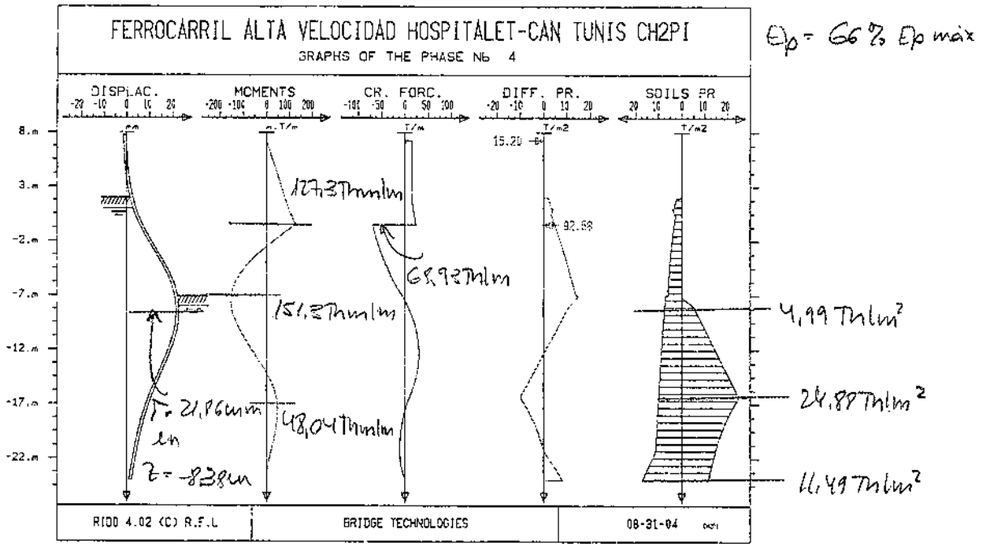
14,10 Tn/m²

20,32 Tn/m²

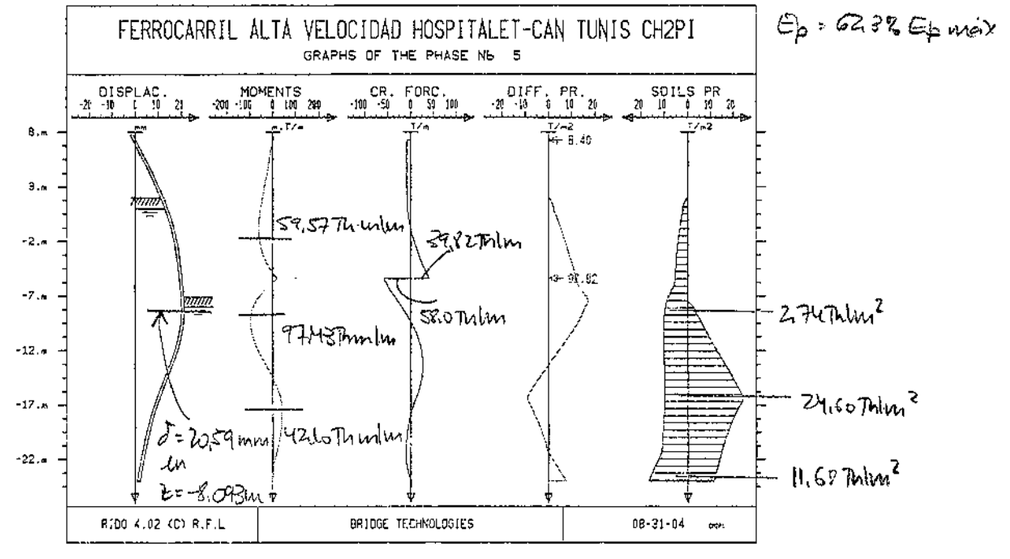
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+7.257m Y PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=-1.50m:



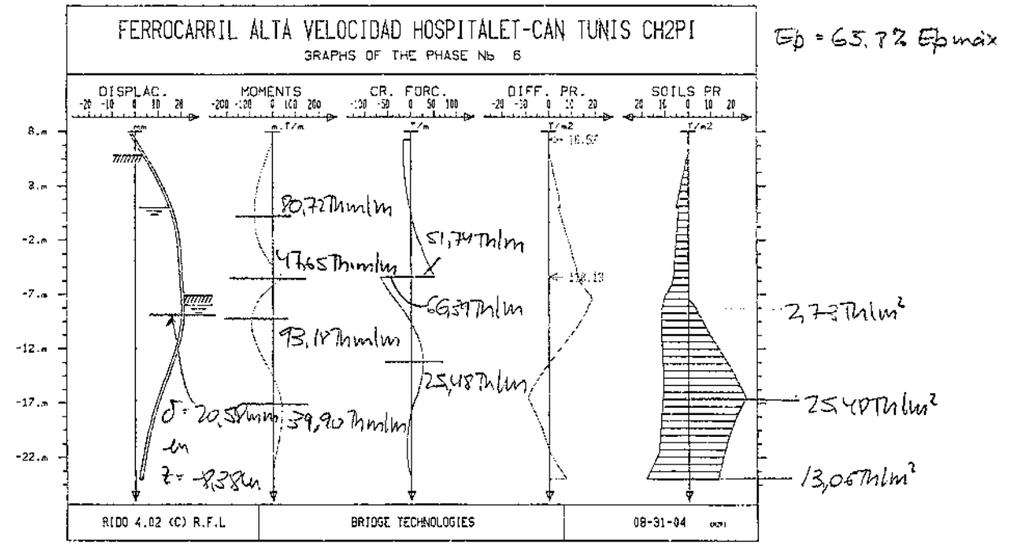
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-0.5m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



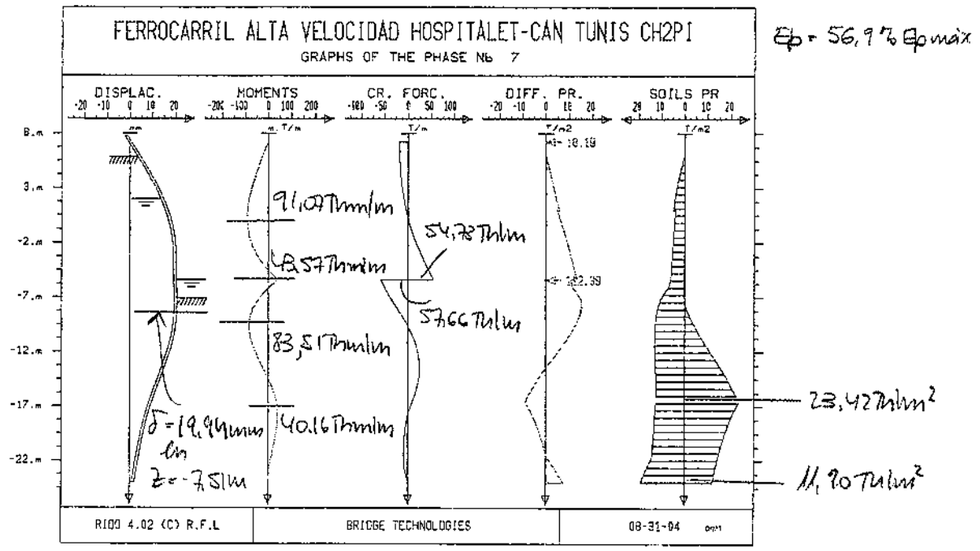
EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:

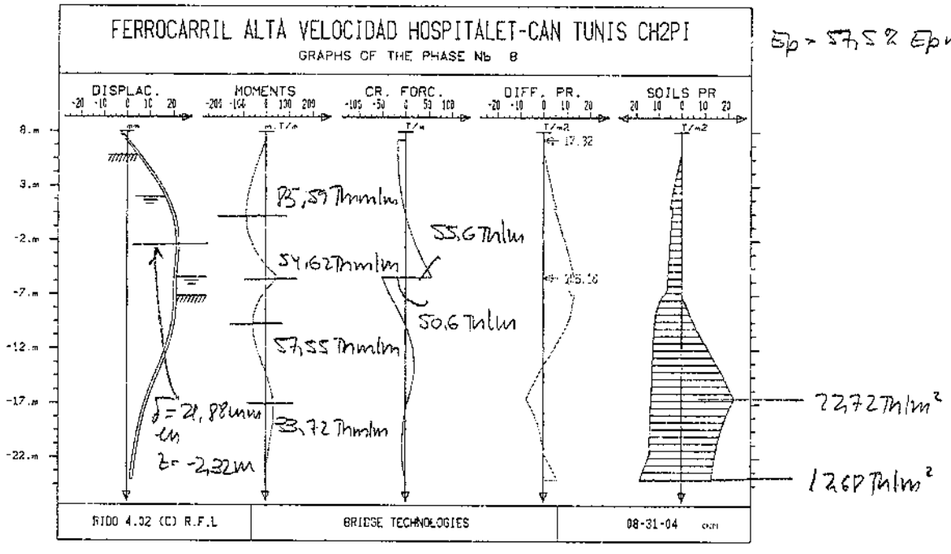


SUBIDA DEL N.F:



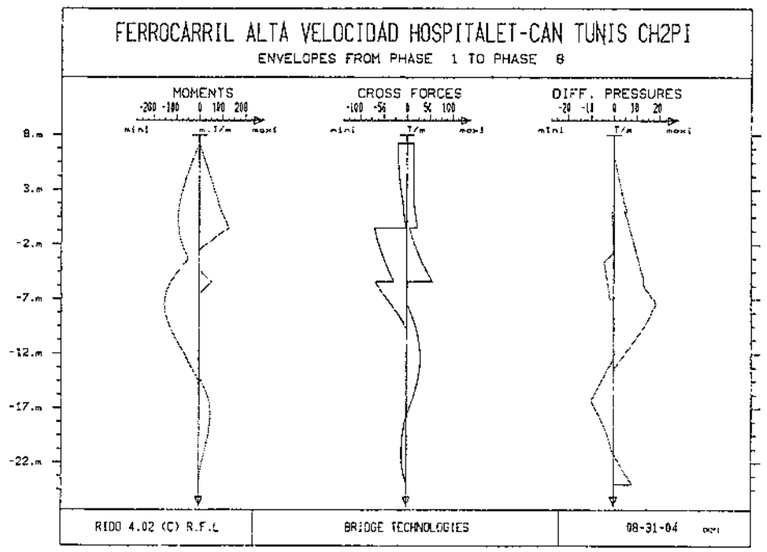
Ep = 56,9 % Epmax

FLUENCIA:



Ep = 57,5 % Epmax

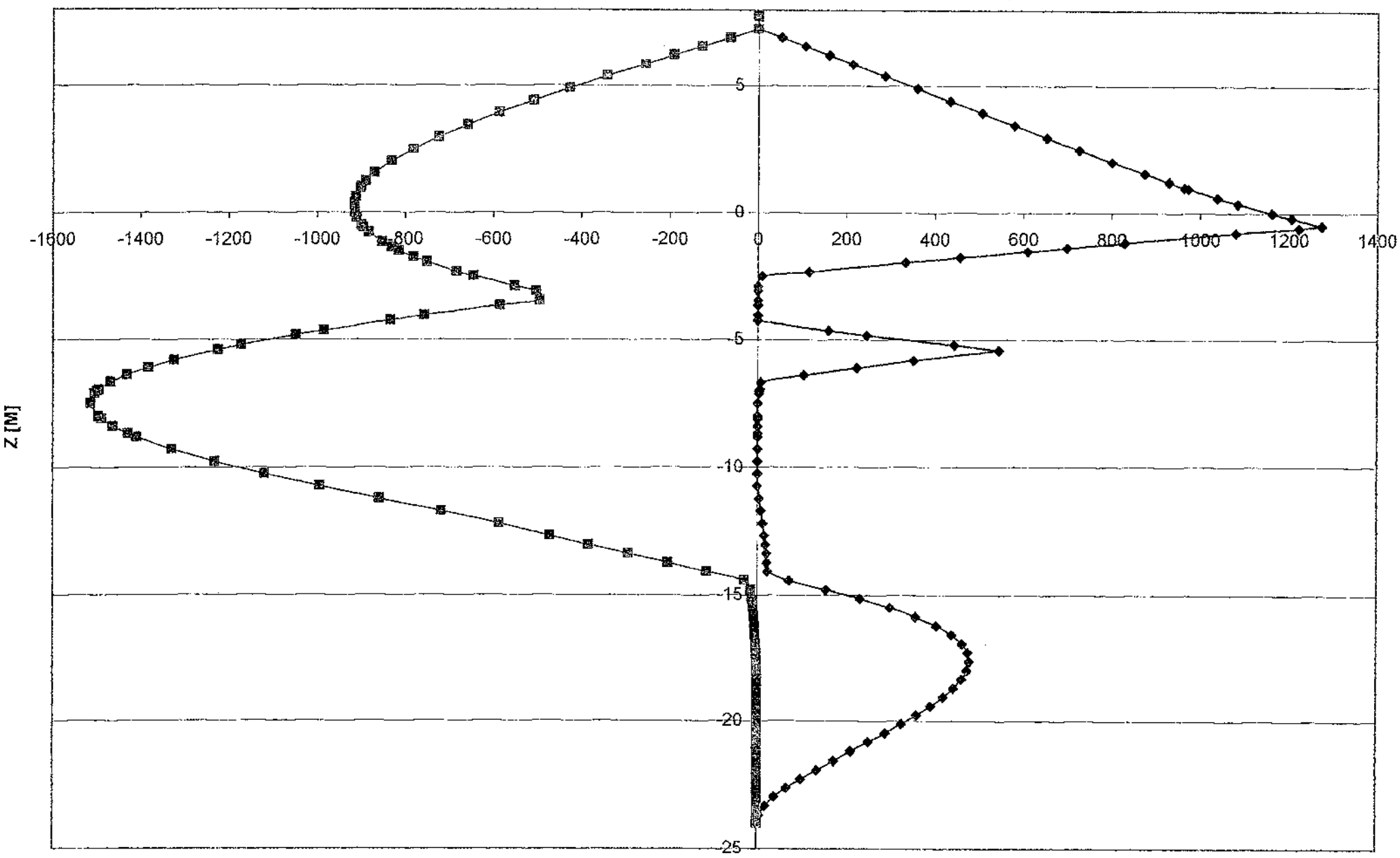
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

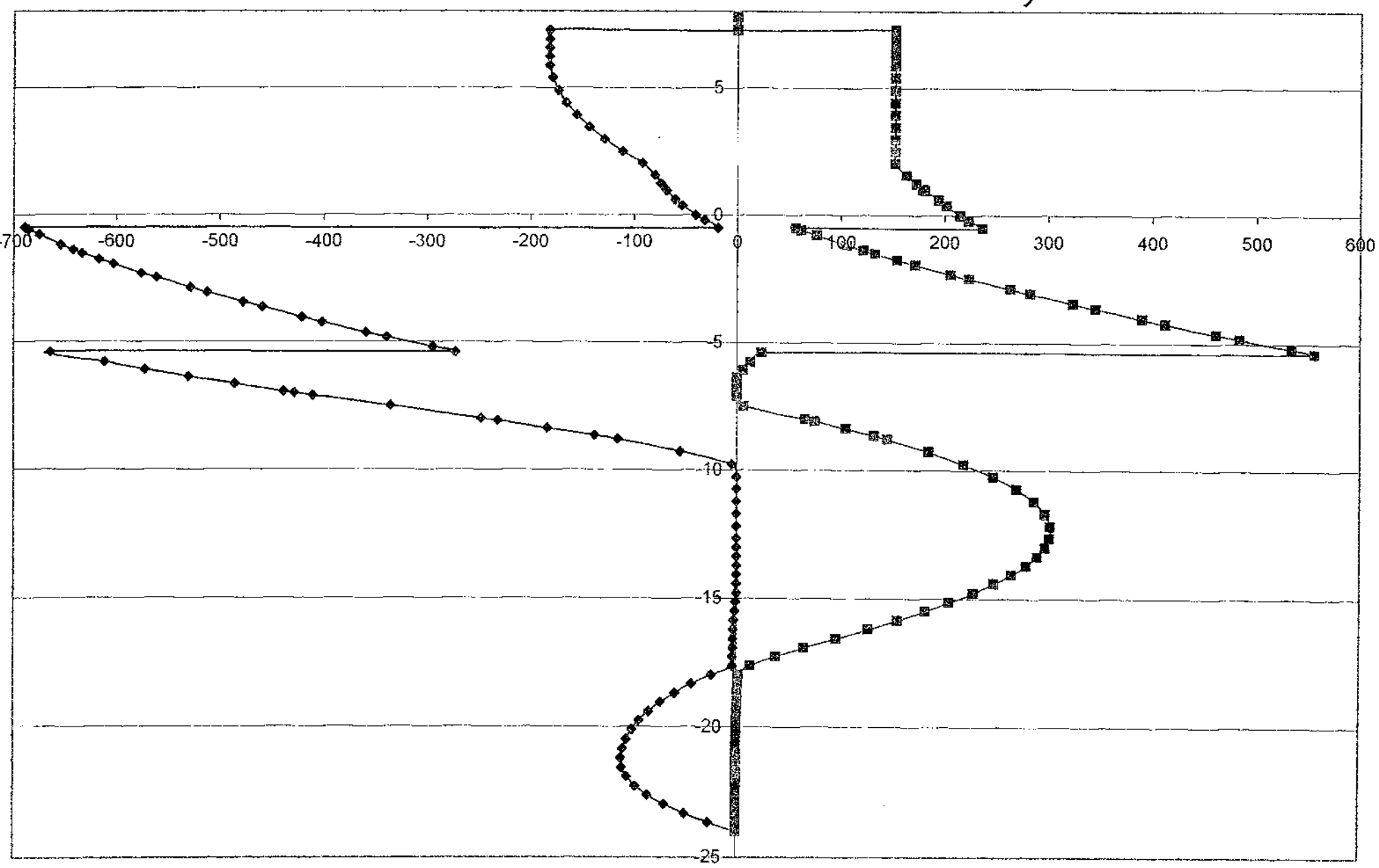
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES (INICIAL)

(Valores característicos)



ENVOLVENTE DE CORTANTES (S. INICIAL)

(Valores característicos)



Can Tunis 30-Ago-2004

IMPACTO DE VEHICULOS CONTRA EL MURO

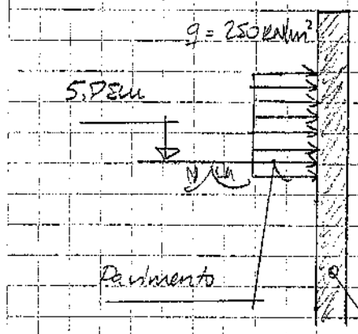
Impacto de un vehículo contra la estructura (Situación accidental)

Acción F= 1.000 KN a 1.20m de altura sobre el pavimento

Superficie de choque A: 2.0 × 2.0 = 4.0m²

$q_{eq} = \frac{F}{A} = \frac{1000\,KN}{4.0\,m^2} = 250\,KN/m^2$

$= 25\,Tn/m^2$



(del lado empuje) se centran en la zona más desfavorable del pavimento está a la cota Z = 5.78m. aproximadamente)

Archivo R1DV CH2PII.R1D

Impacto

Sección Inicial

Se aplica en toda la longitud menos del lado izquierdo para no se superponga

Se aplica como una carga uniforme en las pantallas

Combinación en situación accidental

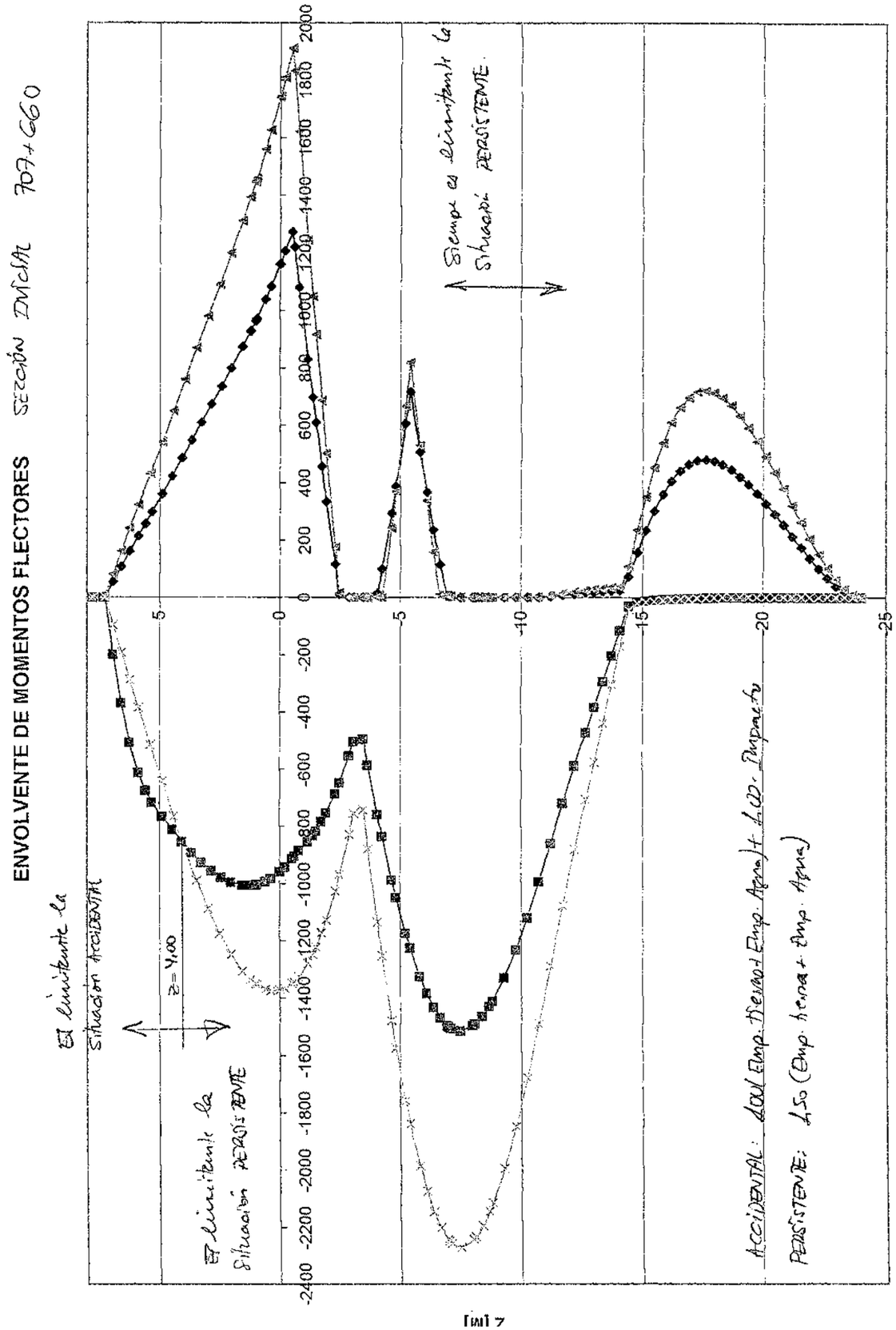
COMB: 1.0 Empuje tierras + 1.00 × Empuje agua + 1.00 Impacto ACCIDENTAL

COMB: 1.35 Empuje tierras + 1.50 × Empuje agua PERSISTENTE

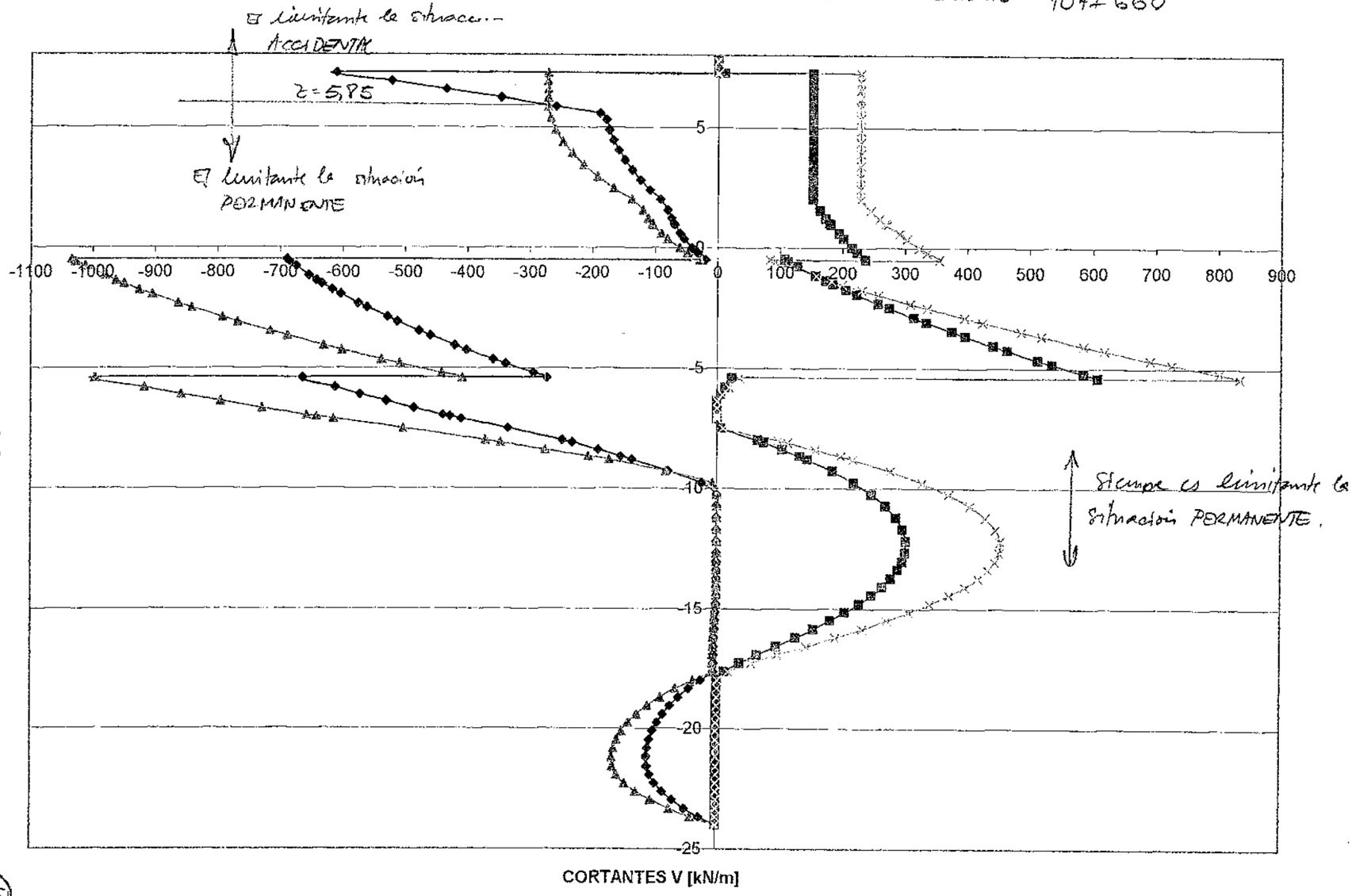
Ver comparación de esfuerzos en hoja EXCEL adjuntos

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CH2PII *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -0.5m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* RECINTO PARA LA CONSTRUCCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION INICIAL PK 707+660 FRENTE A IMPACTO
7.757
-24.0 1.0^3*2.726E6/12
5.85
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.0
EXC(2) 2.0
SUB(1,1) 2.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 2.0 1.0 2.0 2.33
SUB(1,1) 2.0 2.0 3.0 3.66
SUB(1,1) 2.0 3.0 4.0 4.99
SUB(1,1) 2.0 4.0 5.0 6.32
SUB(1,1) 2.0 5.0 6.0 7.65
SUB(1,1) 2.0 6.0 7.0 8.98
SUB(1,1) 2.0 7.0 8.0 10.31
SUB(1,1) 2.0 8.0 9.0 11.64
SUB(1,1) 2.0 9.0 10.0 12.97
SUB(1,1) 2.0 10.0 11.0 14.30
SUB(1,1) 2.0 11.0 12.0 15.63
SUB(1,1) 2.0 12.0 13.0 16.96
SUB(1,1) 2.0 13.0 14.0 18.29
SUB(1,1) 2.0 14.0 15.0 19.62
SUB(1,1) 2.0 15.0 16.0 20.95
SUB(1,1) 2.0 16.0 17.0 22.28
SUB(1,1) 2.0 17.0 18.0 23.61
SUB(1,1) 2.0 18.0 19.0 24.94
SUB(1,1) 2.0 19.0 35.0 25.00
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -24.0 20.5
WAT(2) -8.0 0.0
WAT(2) -24.0 18.0
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO DE MUROS, PUNTALES DEFINITIVOS
* Y EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-1.50m
STR 7.257 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -1.50
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-0.50 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -0.5 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -7.10
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -5.40 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
```

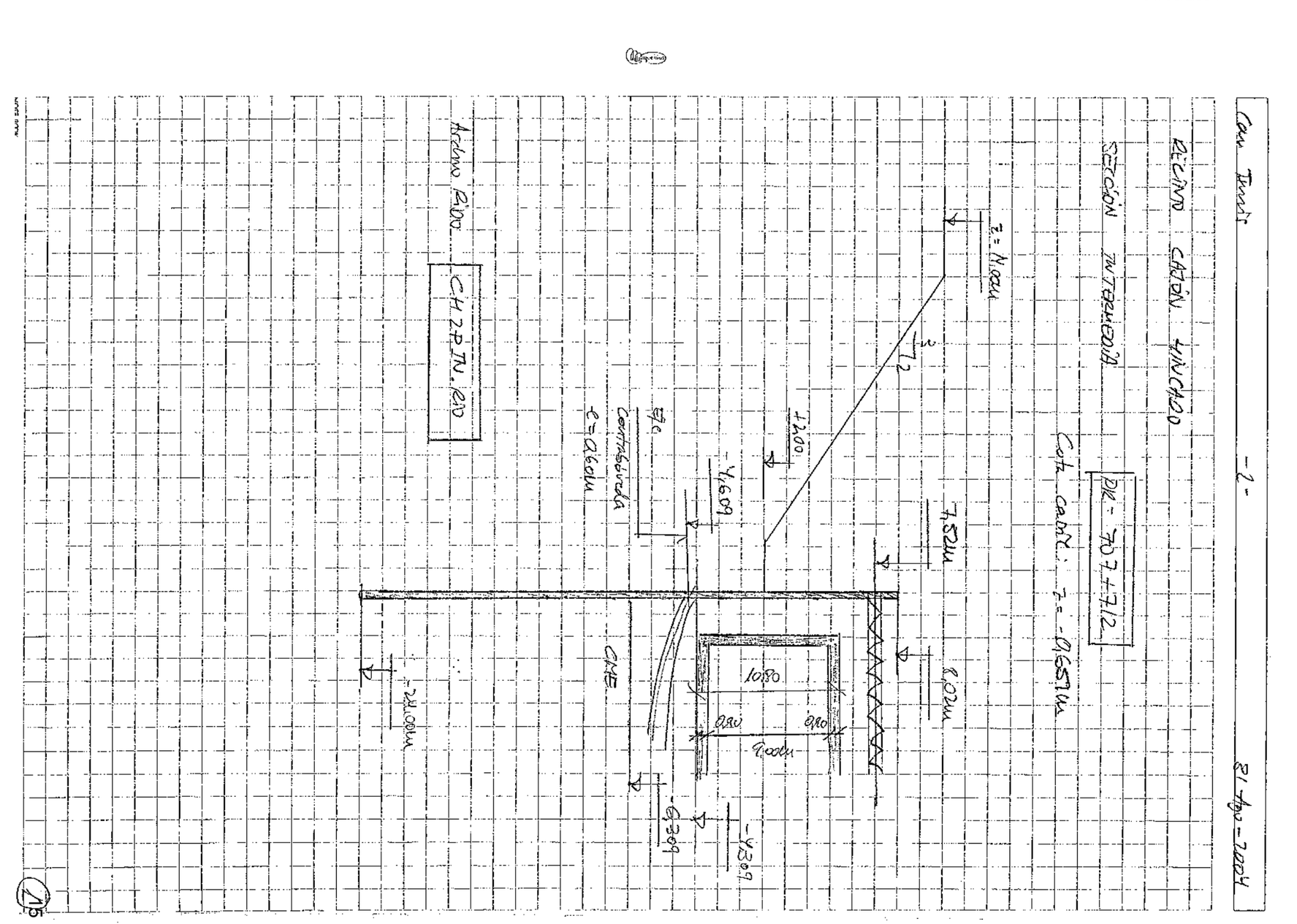
```
CAL
* ETAPA 5: RELLENO HASTA REPOSICION TERRENO NATURAL
BAC(1) 5.85 0.5
2.00 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.0 0.0 1000
SUB(1) 5.85 0.0 7.0 1.0
SUB(1,1) 5.85 7.0 8.0 2.33
SUB(1,1) 5.85 8.0 9.0 3.66
SUB(1,1) 5.85 9.0 10.0 4.99
SUB(1,1) 5.85 10.0 11.0 6.32
SUB(1,1) 5.85 11.0 12.0 7.65
SUB(1,1) 5.85 12.0 13.0 8.98
SUB(1,1) 5.85 13.0 14.0 10.31
SUB(1,1) 5.85 14.0 15.0 11.64
SUB(1,1) 5.85 15.0 16.0 12.97
SUB(1,1) 5.85 16.0 17.0 14.30
SUB(1,1) 5.85 17.0 18.0 15.63
SUB(1,1) 5.85 18.0 19.0 16.96
SUB(1,1) 5.85 19.0 35.0 18.29
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -24.0 21.5
WAT(2,1) -5.4 0.0 3.0
WAT(2) -24.0 21.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,3)
STR -5.40 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
* ETAPA 8 IMPACTO
LOA 7.3 5.3 25 25✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

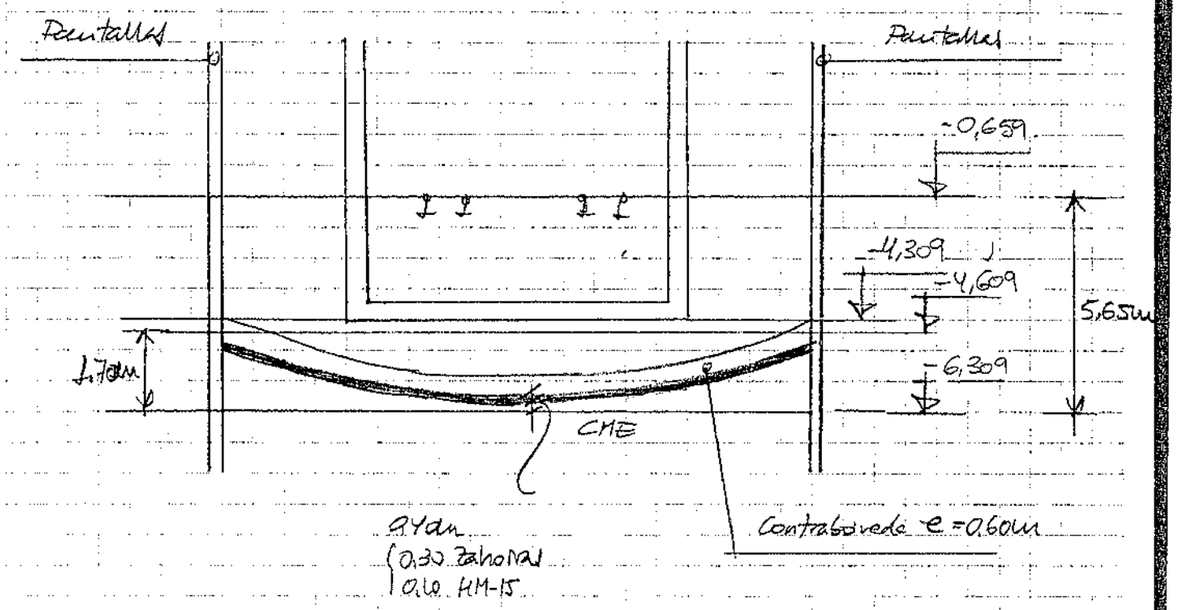



VOLVENTE DE CORTANTES SECC I INICIAL 707+660

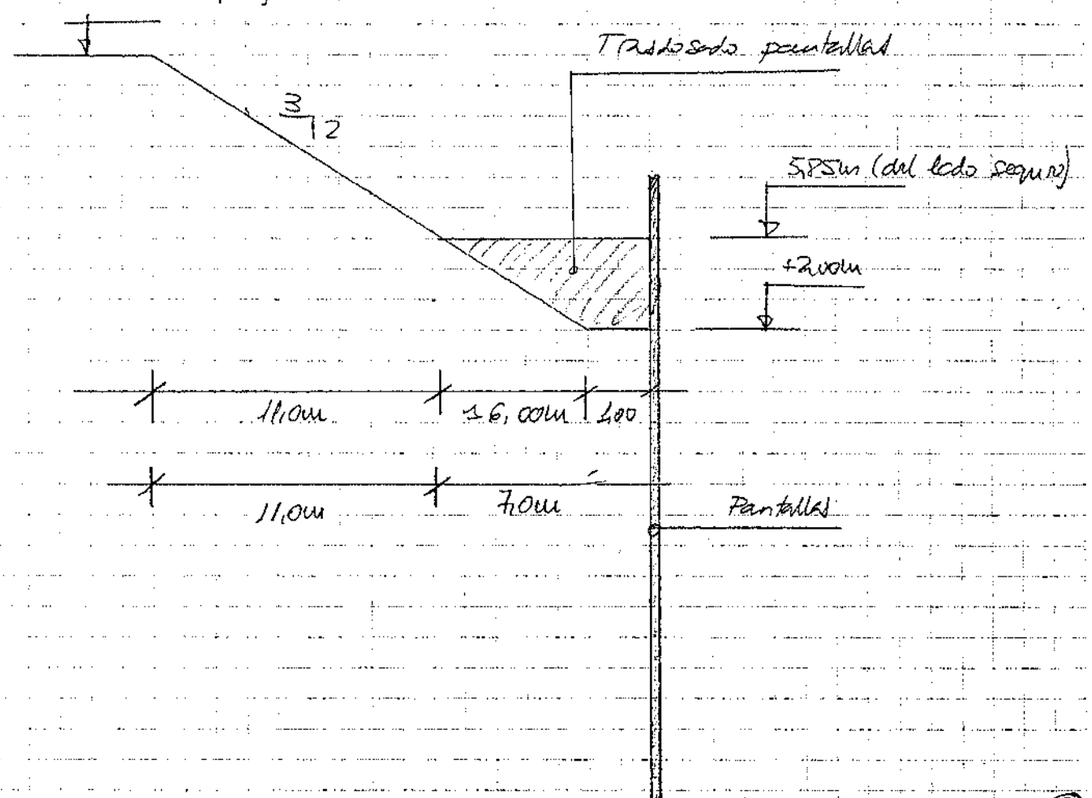


CAJÓN HINCADO IMPACTO
31/08/2004



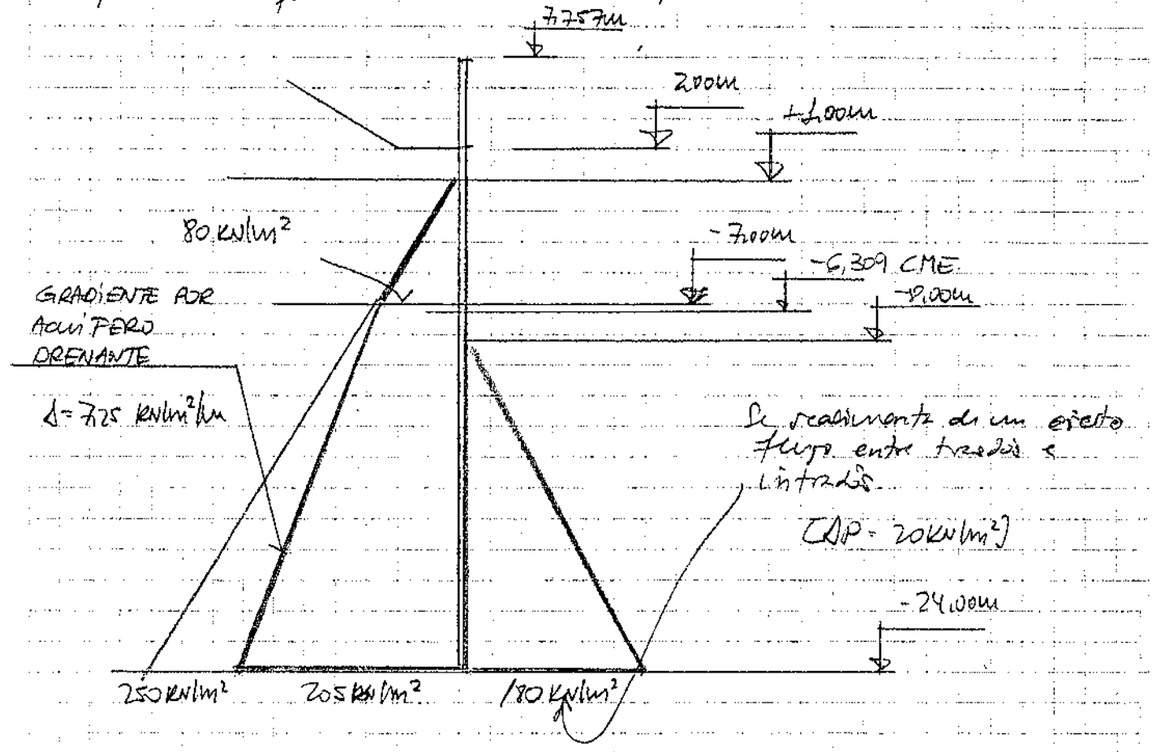


EN ESTADO DEFINITIVO:

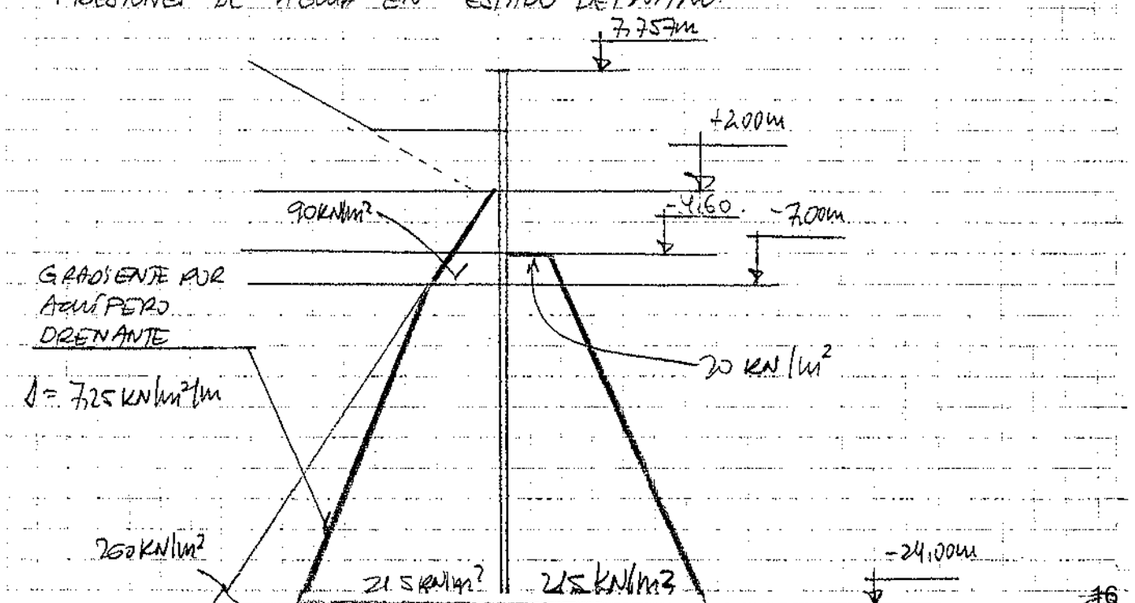


PRESIONES DE AGUA:

Se contempla el mismo esquema de abrigue de agua entre pantallas que en el tramo de prueba.

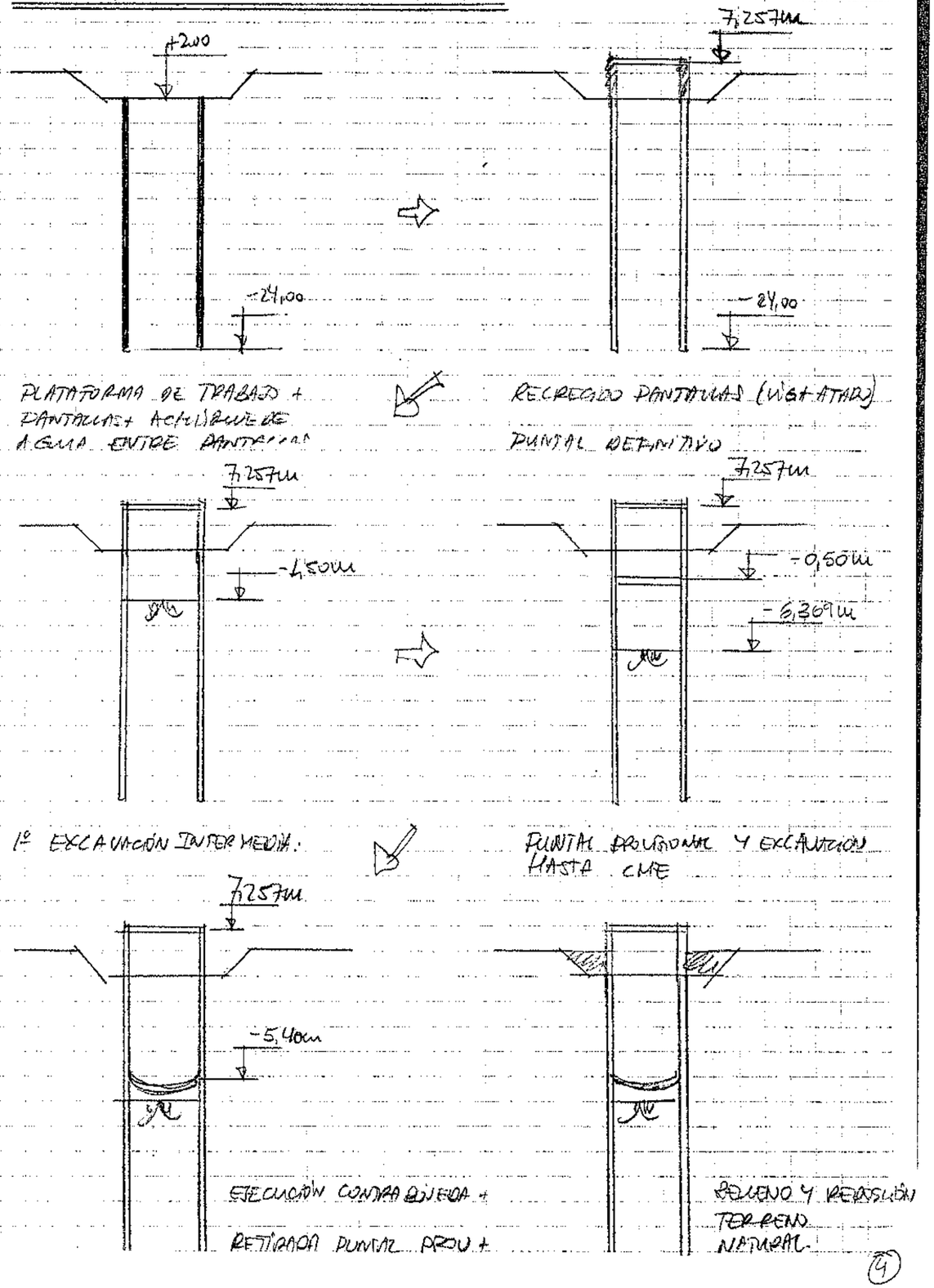


PRESIONES DE AGUA EN ESTADO DEFINITIVO:



Can Tunis 31-Ago-2004

ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



(9)

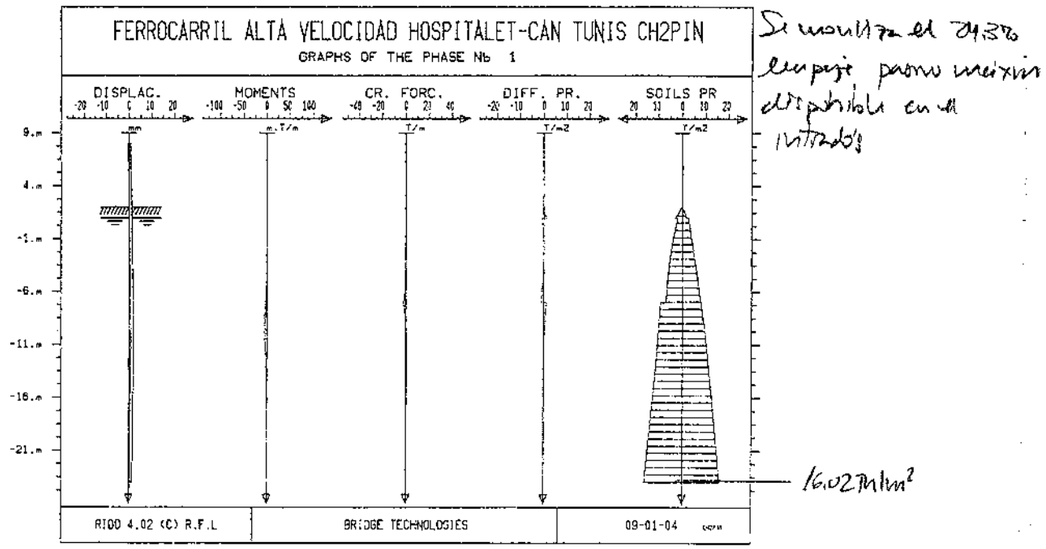
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CH2PIN *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -0.5m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* RECINTO PARA LA CONSTRUCCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION INTERMEDIA PK 707+712
8.02
-24.0 1.0^3*2.726E6/12
5.85
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.0
EXC(2) 2.0
SUB(1,1) 2.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 2.0 1.0 2.0 2.33
SUB(1,1) 2.0 2.0 3.0 3.66
SUB(1,1) 2.0 3.0 4.0 4.99
SUB(1,1) 2.0 4.0 5.0 6.32
SUB(1,1) 2.0 5.0 6.0 7.65
SUB(1,1) 2.0 6.0 7.0 8.98
SUB(1,1) 2.0 7.0 8.0 10.31
SUB(1,1) 2.0 8.0 9.0 11.64
SUB(1,1) 2.0 9.0 10.0 12.97
SUB(1,1) 2.0 10.0 11.0 14.30
SUB(1,1) 2.0 11.0 12.0 15.63
SUB(1,1) 2.0 12.0 13.0 16.96
SUB(1,1) 2.0 13.0 14.0 18.29
SUB(1,1) 2.0 14.0 15.0 19.62
SUB(1,1) 2.0 15.0 16.0 20.95
SUB(1,1) 2.0 16.0 17.0 22.28
SUB(1,1) 2.0 17.0 18.0 23.61
SUB(1,1) 2.0 18.0 19.0 24.94
SUB(1,1) 2.0 19.0 35.0 25.00
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -24.0 20.5
WAT(2) -8.0 0.0
WAT(2) -24.0 18.0
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO DE MUROS, PUNTALES DEFINITIVOS
* Y EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-1.50m
STR 7.52 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -1.50
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-0.50 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -0.50 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -6.309
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -4.609 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
```

```
CAL✓
* ETAPA 5: RELLENO HASTA REPOSICION TERRENO NATURAL
BAC(1) 5.85 0.5✓
2.00 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.0 0.0 1000✓
SUB(1) 5.85 0.0 7.0 1.0✓
SUB(1,1) 5.85 7.0 8.0 2.33
SUB(1,1) 5.85 8.0 9.0 3.66
SUB(1,1) 5.85 9.0 10.0 4.99
SUB(1,1) 5.85 10.0 11.0 6.32
SUB(1,1) 5.85 11.0 12.0 7.65
SUB(1,1) 5.85 12.0 13.0 8.99
SUB(1,1) 5.85 13.0 14.0 10.31
SUB(1,1) 5.85 14.0 15.0 11.64
SUB(1,1) 5.85 15.0 16.0 12.97
SUB(1,1) 5.85 16.0 17.0 14.30
SUB(1,1) 5.85 17.0 18.0 15.63
SUB(1,1) 5.85 18.0 19.0 16.96
SUB(1,1) 5.85 19.0 35.0 18.29✓
CAL✓
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -24.0 21.5✓
WAT(2,1) -4.6 0.0 2.0✓
WAT(2) -24.0 21.5✓
CAL✓
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12✓
STR(0,3)
STR -4.609 1.0 0.0 0.0 0.66*130000✓
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL RECINTO DEL CAJÓN HINCADO (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN INTERMEDIA 706+712

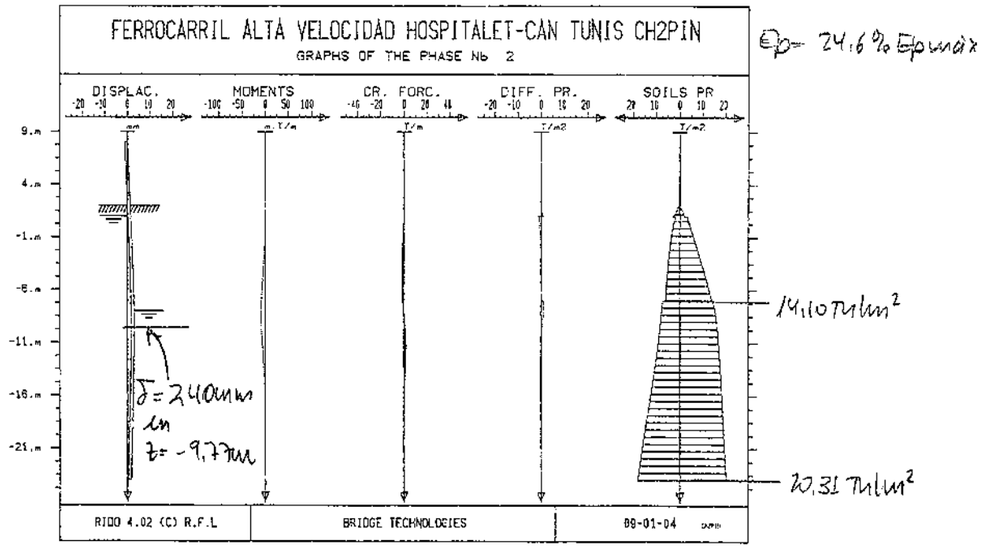
EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

ESTADO PREVIO:



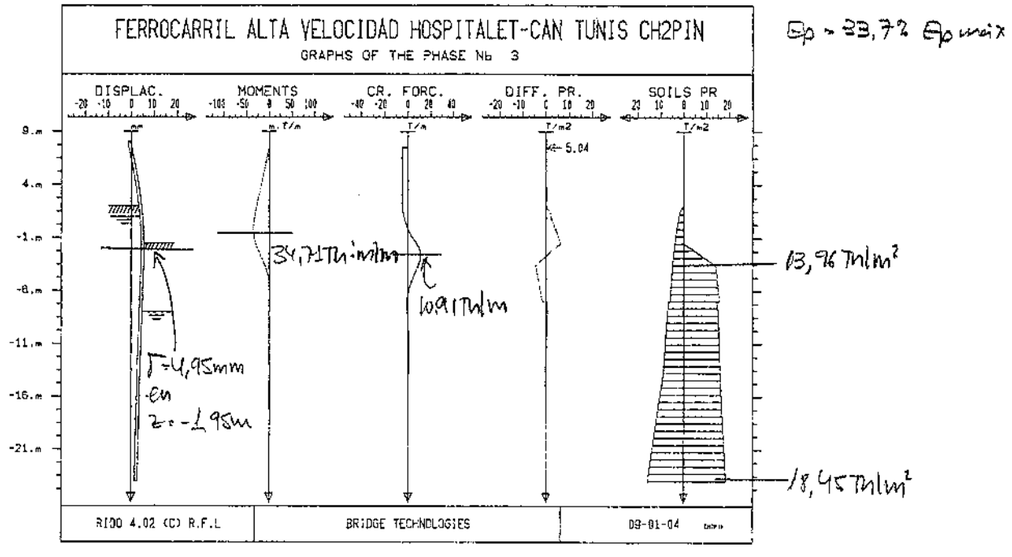
Se muestra el 24,3% empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

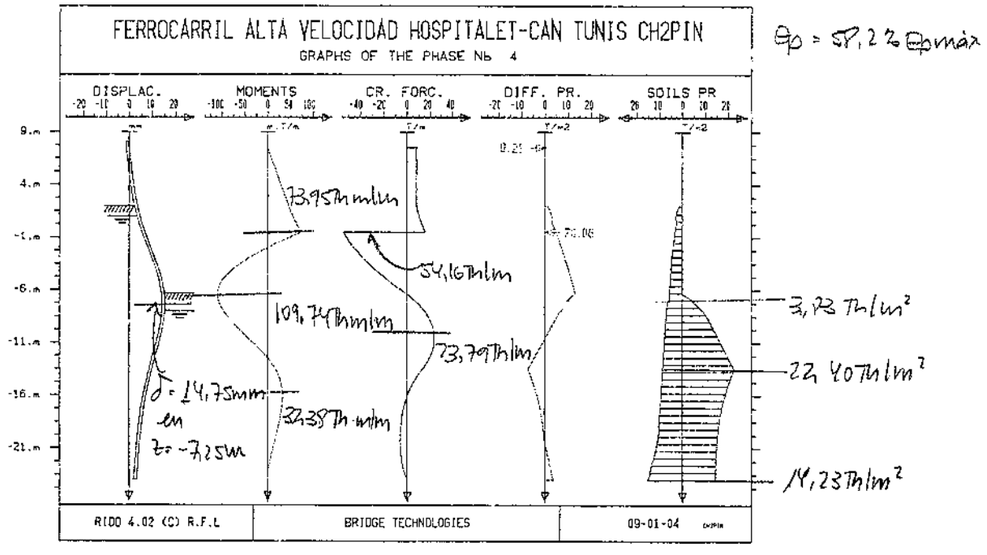


Ep = 24,6% Epmax

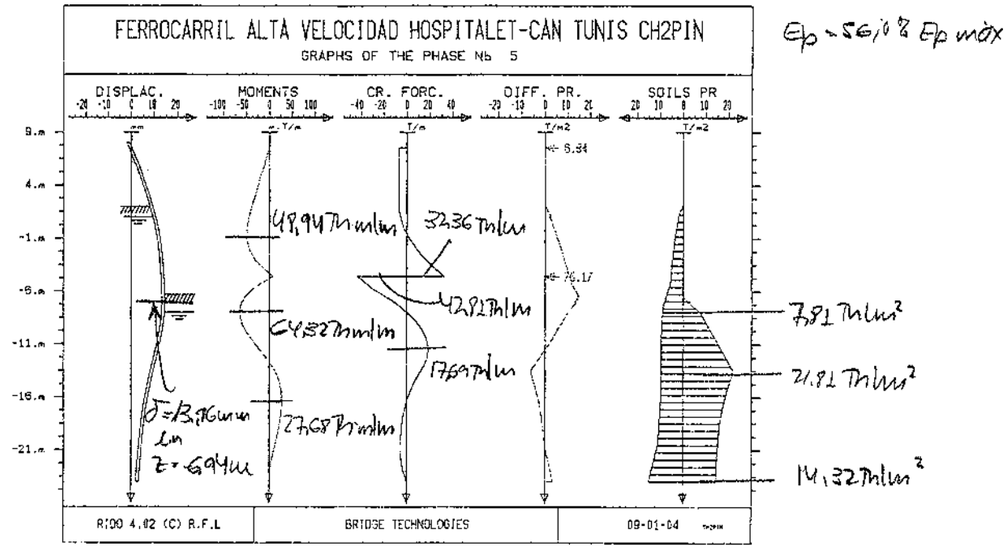
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+7.52 m Y PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=-1.50m:



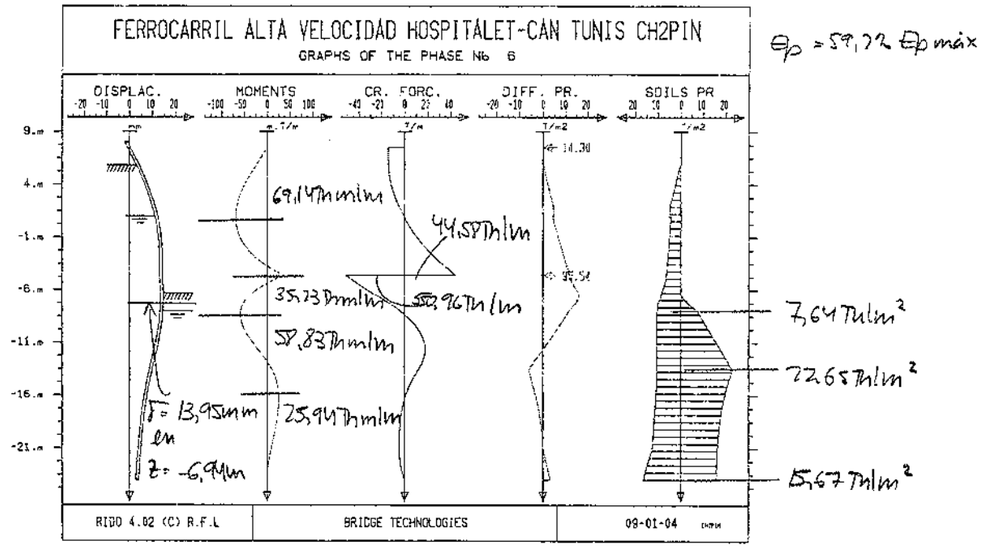
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-0.5m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



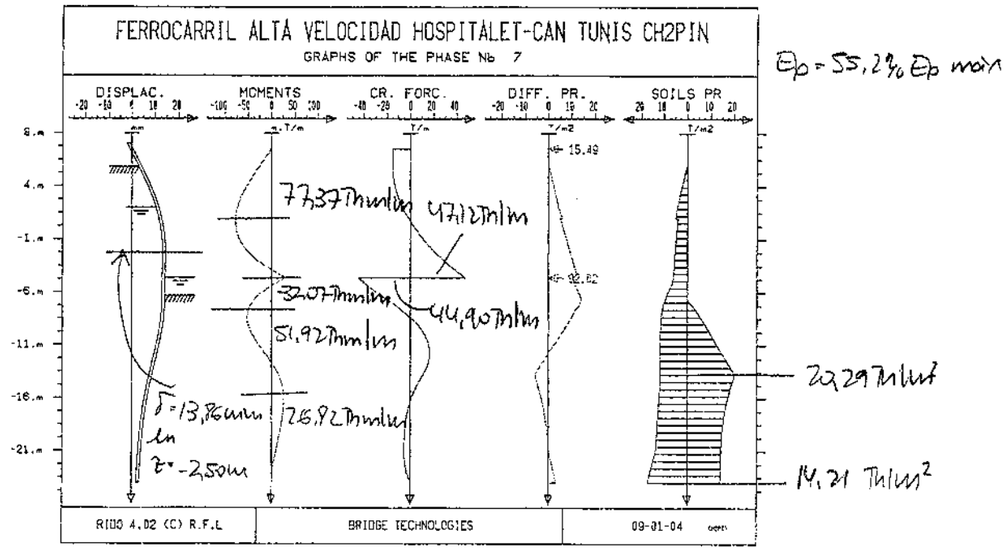
EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



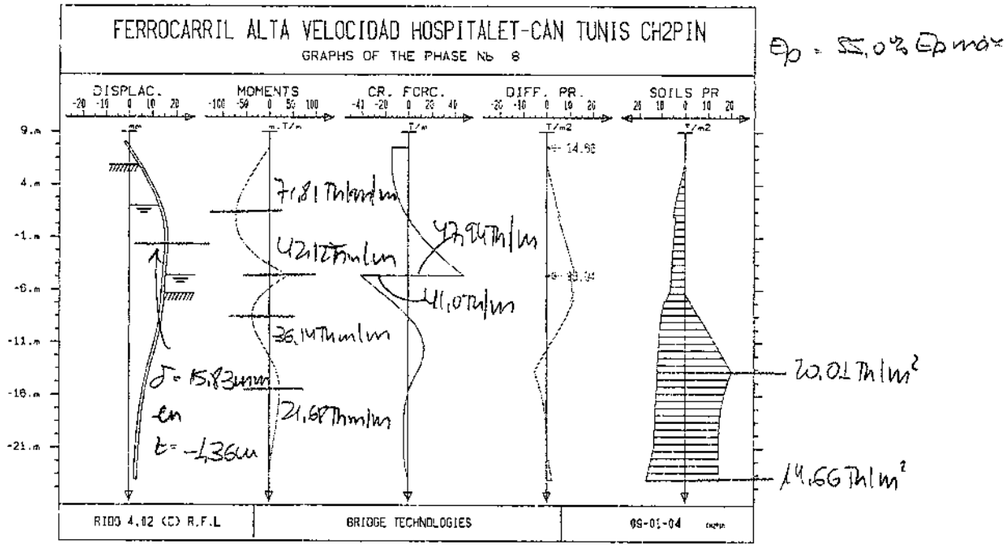
RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



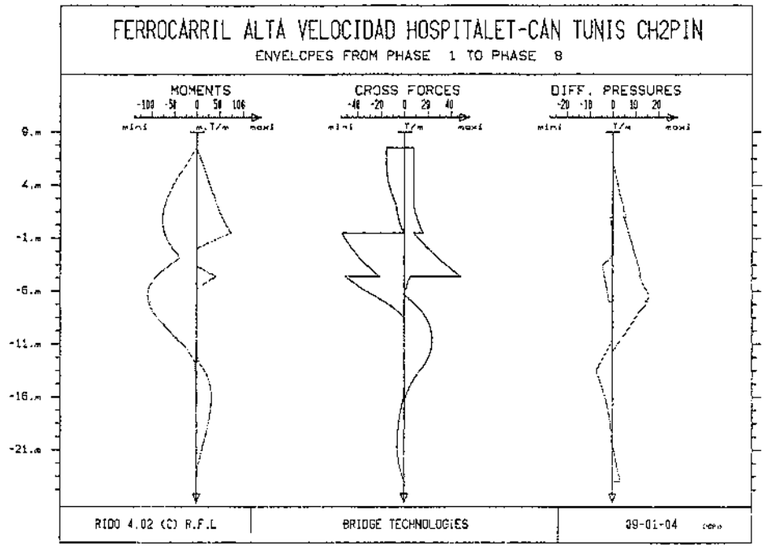
SUBIDA DEL N.F:



FLUENCIA:



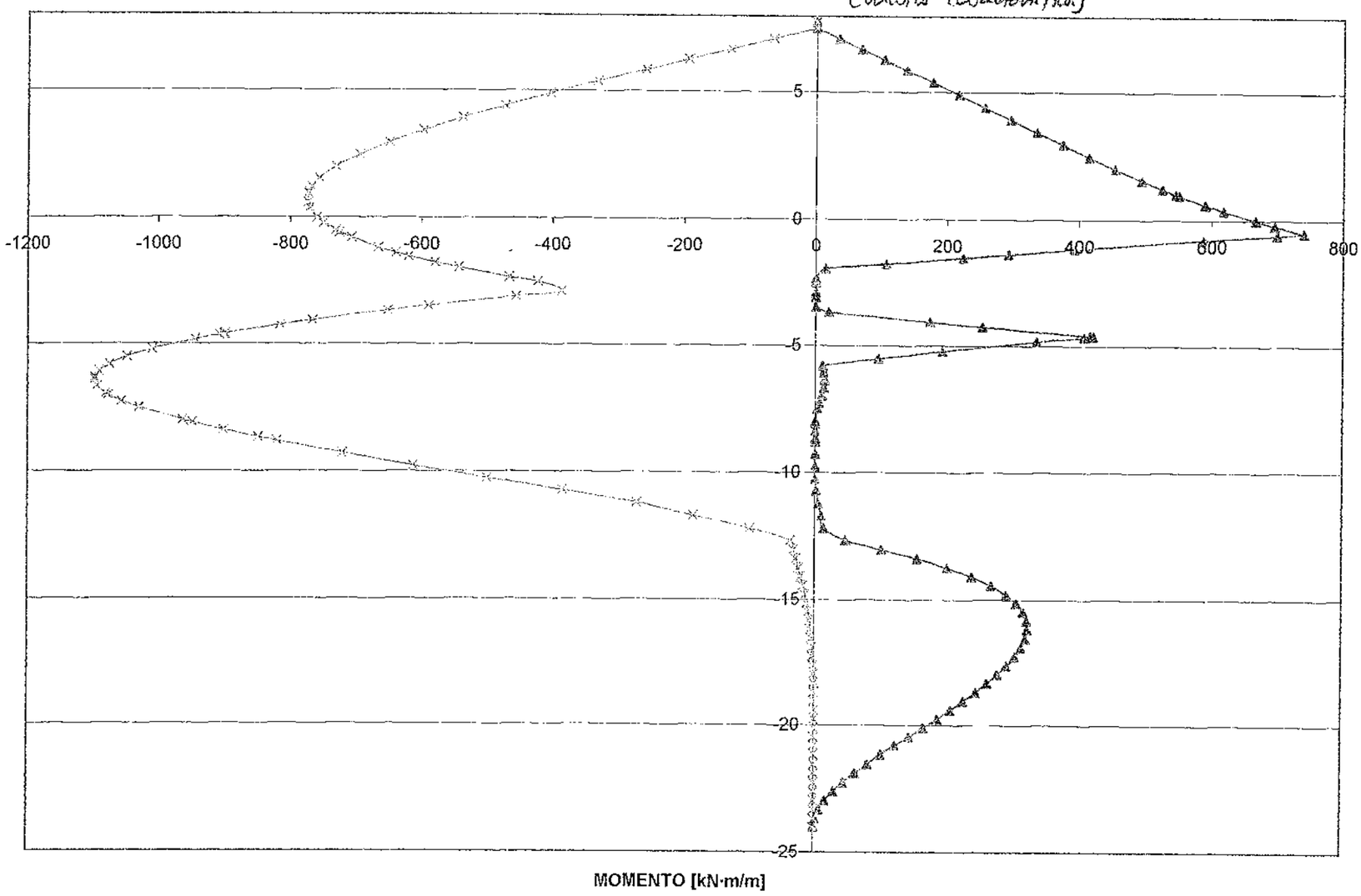
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJA EXCEL ADJUNTA)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES (... INTERMEDIA

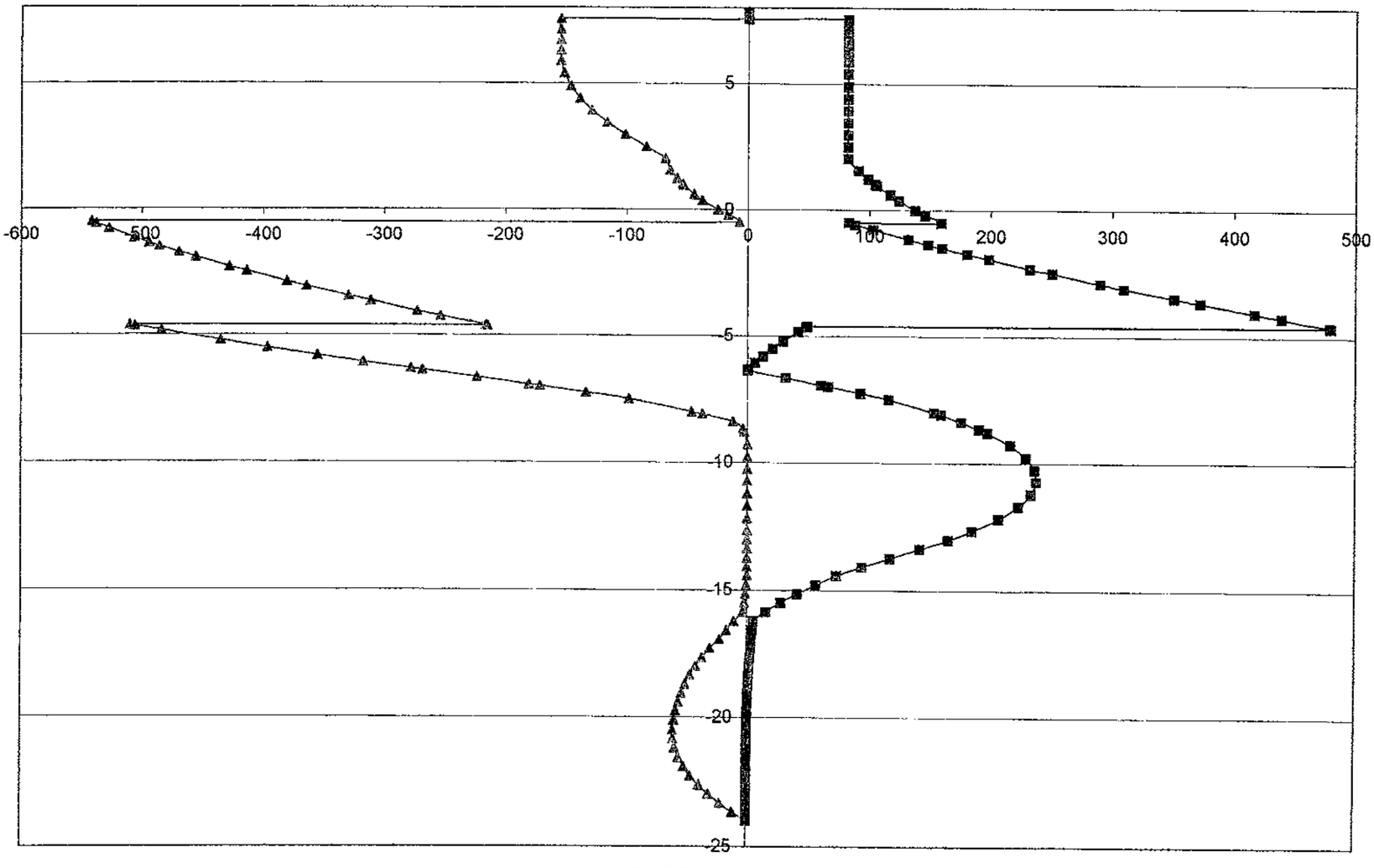
(Valores característicos)



P CAJÓN HINCADO III
01/09/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES S. INTERMEDIA

(Valores característicos)



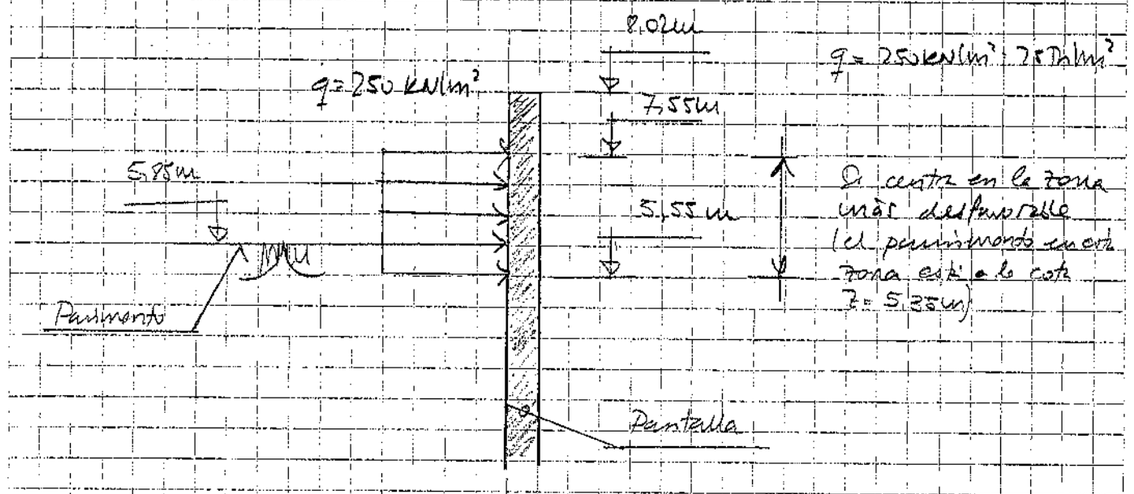
P CAJÓN HINCADO III

Can Tunis 31-Ago-2004

IMPACTO DE VEHÍCULOS CONTRA EL MURO 707+712

Impacto de un vehículo contra la estructura (Actuación ACCIDENTAL)

(Ver páginas anteriores)



q = 25 kN/m² ; 2,5 t/m²

Se centra en la zona más desfavorable (el pantallado en esta zona está a la cota 7= 5,25m)

Archivo leído: CH2PINT.RD

Sección Intermedia | Impacto

Se aplica por metro de longitud, muy del lado seguro, pero como no es limitante no da para más.

Ver comparación en ficheros en hoja EXCEL adjuntos

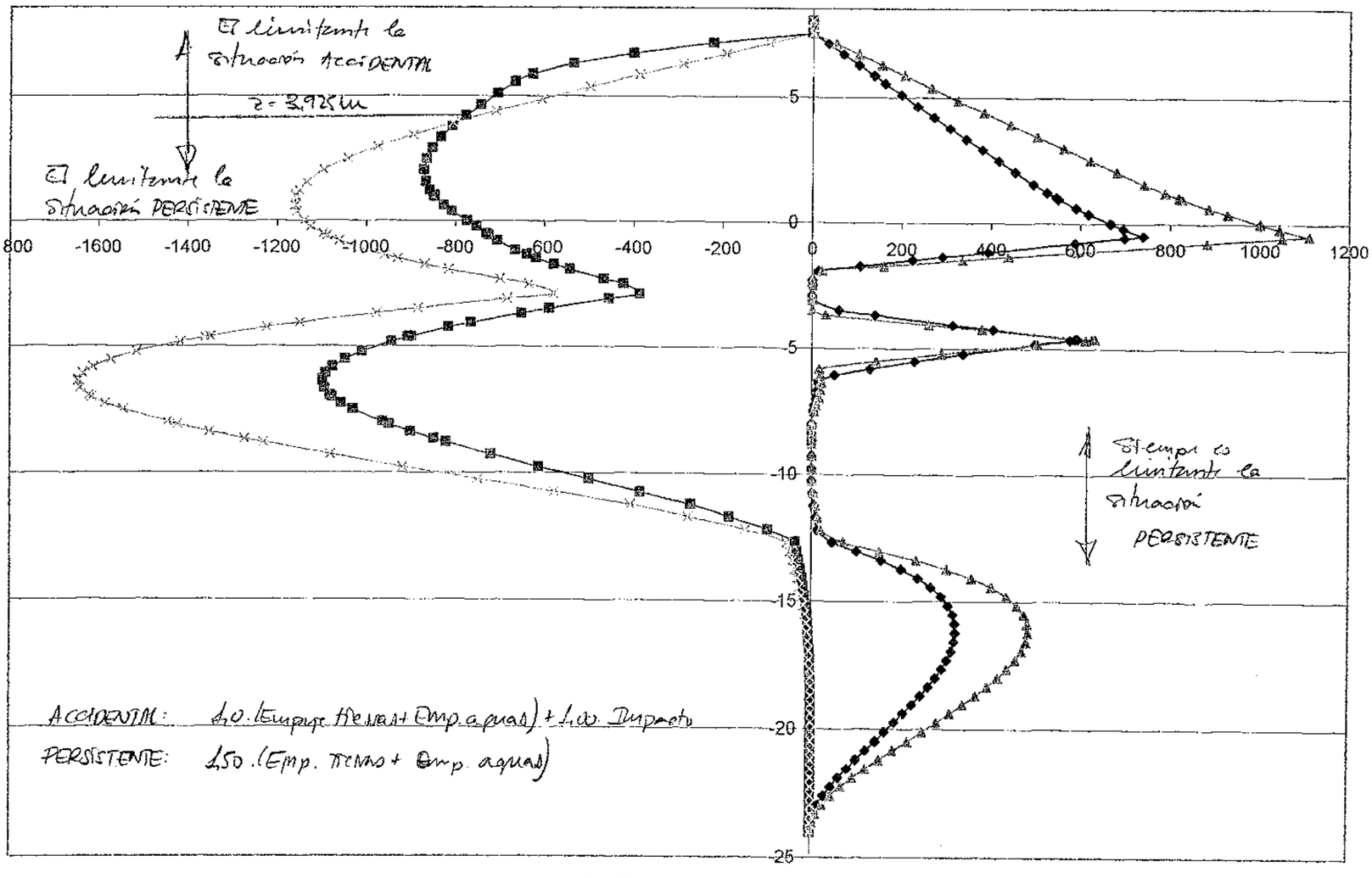
COMB: 1.0 (Empuje tierras + Empuje agua) + 1.0 Impacto ACCIDENTAL

COMB: 1.50 (Empuje tierras + Empuje agua) PERSISTENTE


```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CH2PINI *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -0.5m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* RECINTO PARA LA CONSTRUCCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION INTERMEDIA PK 707+712 FRENTE A IMPACTO
8.02
-24.0 1.0^3*2.726E6/12
5.85
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.0
EXC(2) 2.0
SUB(1,1) 2.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 2.0 1.0 2.0 2.33
SUB(1,1) 2.0 2.0 3.0 3.66
SUB(1,1) 2.0 3.0 4.0 4.99
SUB(1,1) 2.0 4.0 5.0 6.32
SUB(1,1) 2.0 5.0 6.0 7.65
SUB(1,1) 2.0 6.0 7.0 8.98
SUB(1,1) 2.0 7.0 8.0 10.31
SUB(1,1) 2.0 8.0 9.0 11.64
SUB(1,1) 2.0 9.0 10.0 12.97
SUB(1,1) 2.0 10.0 11.0 14.30
SUB(1,1) 2.0 11.0 12.0 15.63
SUB(1,1) 2.0 12.0 13.0 16.96
SUB(1,1) 2.0 13.0 14.0 18.29
SUB(1,1) 2.0 14.0 15.0 19.62
SUB(1,1) 2.0 15.0 16.0 20.95
SUB(1,1) 2.0 16.0 17.0 22.28
SUB(1,1) 2.0 17.0 18.0 23.61
SUB(1,1) 2.0 18.0 19.0 24.94
SUB(1,1) 2.0 19.0 35.0 25.00
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -24.0 20.5
WAT(2) -8.0 0.0
WAT(2) -24.0 18.0
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO DE MUROS, PUNTALES DEFINITIVOS
* Y EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-1.50m
STR 7.52 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -1.50
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-0.50 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -0.50 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -6.309
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -4.609 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
```

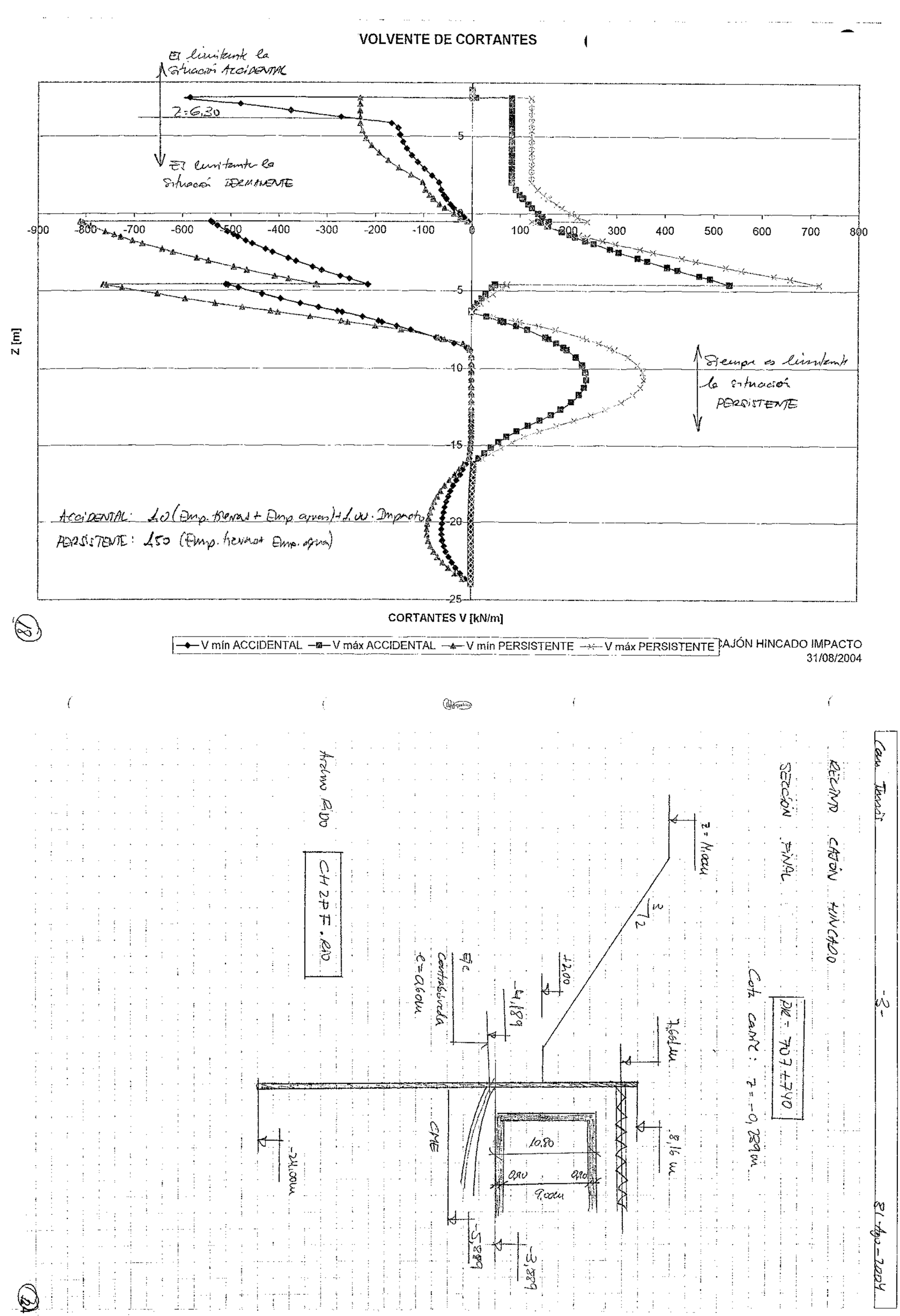
```
CAL
* ETAPA 5: RELLENO HASTA REPOSICION TERRENO NATURAL
BAC(1) 5.85 0.5
2.00 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.0 0.0 1000
SUB(1) 5.85 0.0 7.0 1.0
SUB(1,1) 5.85 7.0 8.0 2.33
SUB(1,1) 5.85 8.0 9.0 3.66
SUB(1,1) 5.85 9.0 10.0 4.99
SUB(1,1) 5.85 10.0 11.0 6.32
SUB(1,1) 5.85 11.0 12.0 7.65
SUB(1,1) 5.85 12.0 13.0 8.98
SUB(1,1) 5.85 13.0 14.0 10.31
SUB(1,1) 5.85 14.0 15.0 11.64
SUB(1,1) 5.85 15.0 16.0 12.97
SUB(1,1) 5.85 16.0 17.0 14.30
SUB(1,1) 5.85 17.0 18.0 15.63
SUB(1,1) 5.85 18.0 19.0 16.96
SUB(1,1) 5.85 19.0 35.0 18.29
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -24.0 21.5
WAT(2,1) -4.6 0.0 2.0
WAT(2) -24.0 21.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,3)
STR -4.609 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
* ETAPA 8: IMPACTO
LOA 7.55 5.55 25 25 ✓
CAL ✓
END
STA
EVP
STOP
```

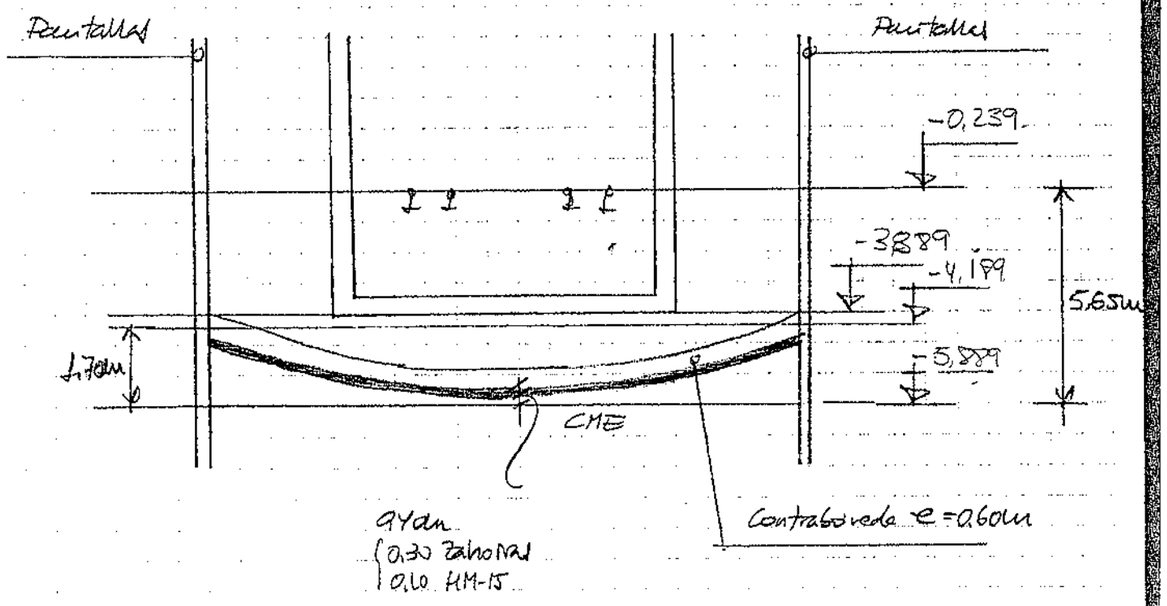
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



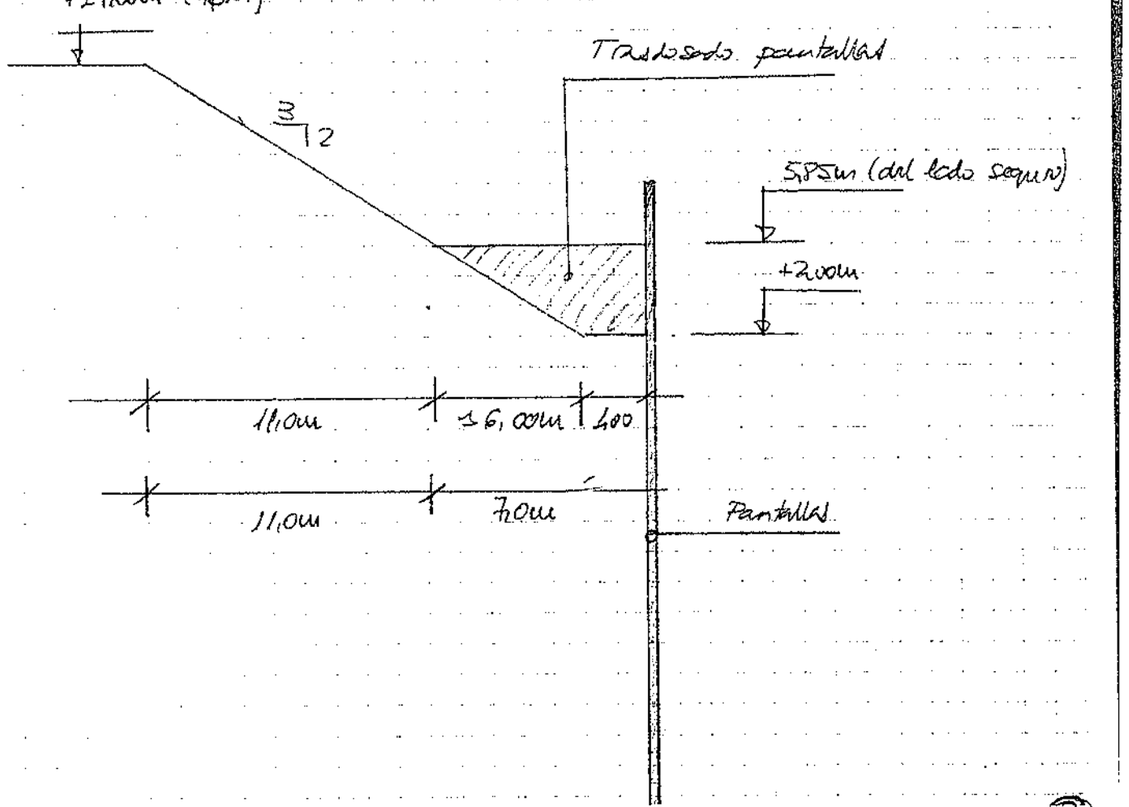
Mmáx. ACCIDENTAL	Mmáx. ACCIDENTAL	Mmáx. PERSISTENTE	Mmáx. PERSISTENTE

VOLVENTE DE CORTANTES



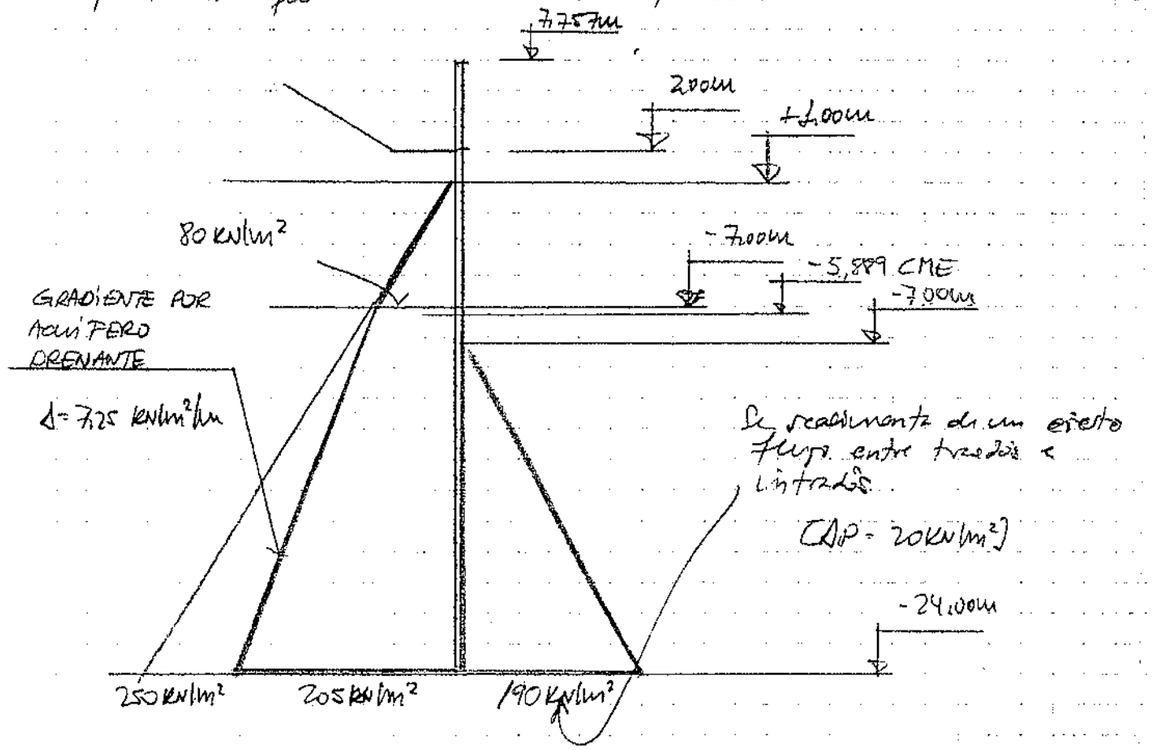


EN ESTADO DEFINITIVO:

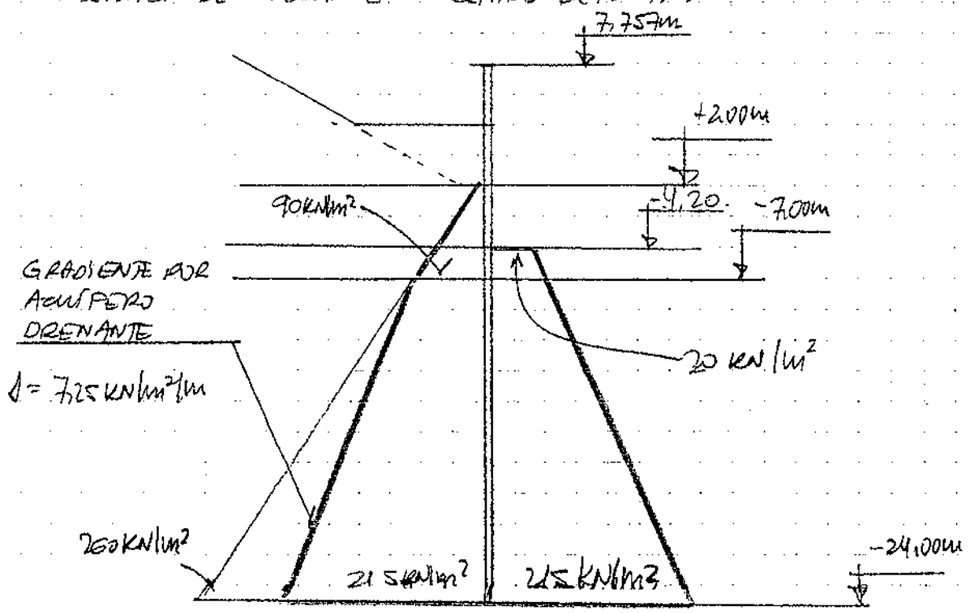


PRESIONES DE AGUA:

Se mantiene el mismo esquema de aduerga de agua entre pantallas que en el tramo de pruebas

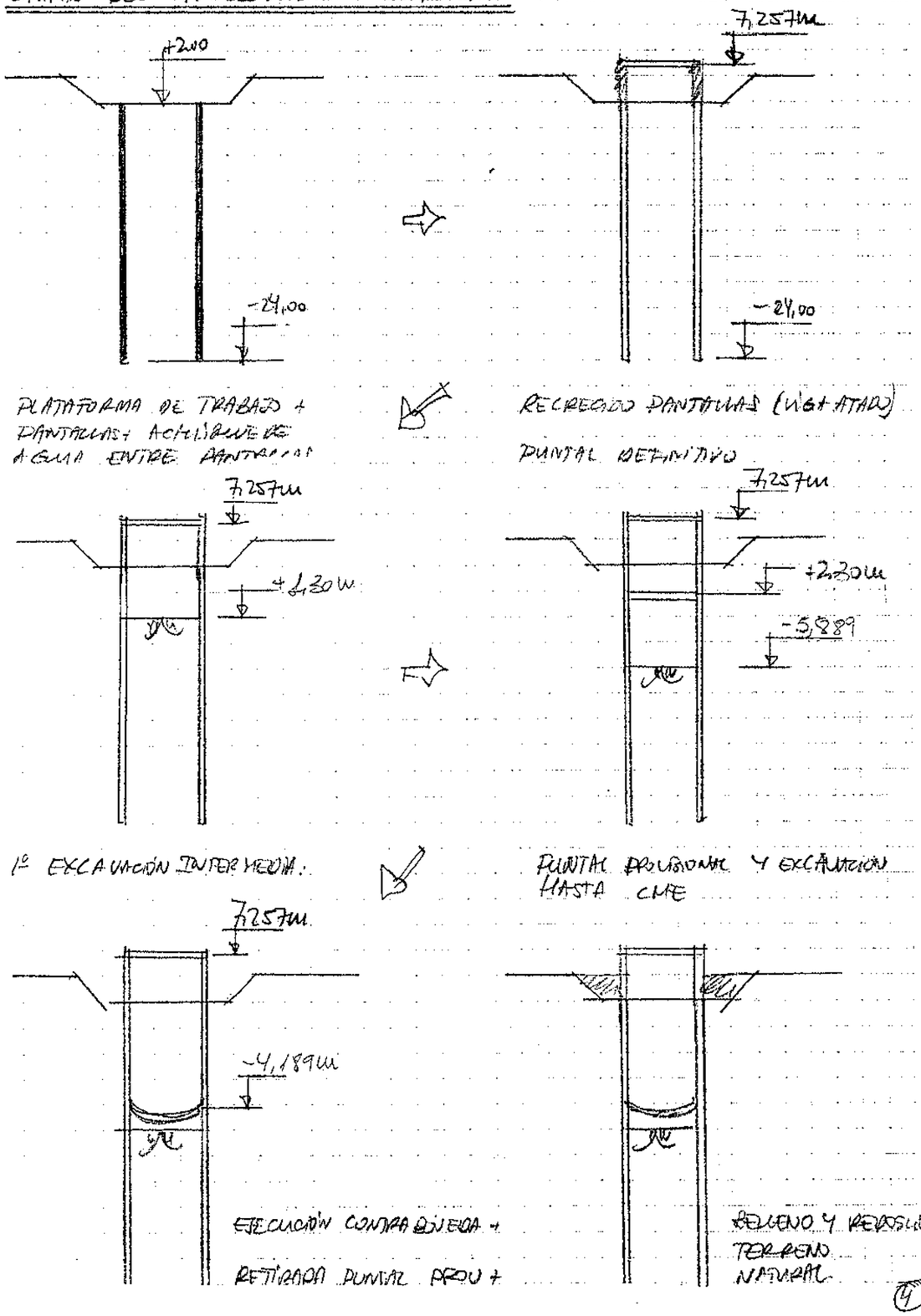


PRESIONES DE AGUA EN ESTADO DEFINITIVO:



Can Tunis 31-Ago-2004

ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



4

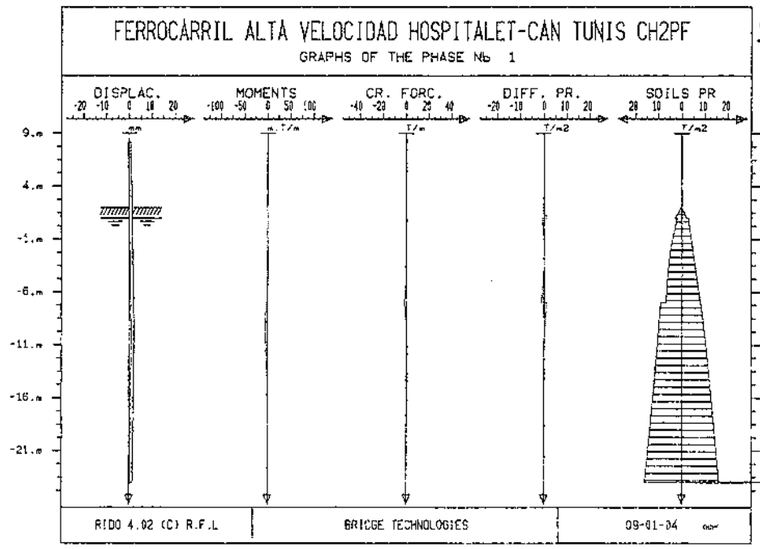
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CH2PF *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* 2.3m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* RECINTO PARA LA CONSTRUCCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION FINAL PK 707+740
8.16✓
-24.0 1.0^3*2.726E6/12✓
5.85✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 2.0✓
EXC(2) 2.0✓
SUB(1,1) 2.0 0.0 1.0 1.0✓
SUB(1,1) 2.0 1.0 2.0 2.33
SUB(1,1) 2.0 2.0 3.0 3.66
SUB(1,1) 2.0 3.0 4.0 4.99
SUB(1,1) 2.0 4.0 5.0 6.32
SUB(1,1) 2.0 5.0 6.0 7.65
SUB(1,1) 2.0 6.0 7.0 8.98
SUB(1,1) 2.0 7.0 8.0 10.31
SUB(1,1) 2.0 8.0 9.0 11.64
SUB(1,1) 2.0 9.0 10.0 12.97
SUB(1,1) 2.0 10.0 11.0 14.30
SUB(1,1) 2.0 11.0 12.0 15.63
SUB(1,1) 2.0 12.0 13.0 16.96
SUB(1,1) 2.0 13.0 14.0 18.29
SUB(1,1) 2.0 14.0 15.0 19.62
SUB(1,1) 2.0 15.0 16.0 20.95
SUB(1,1) 2.0 16.0 17.0 22.28
SUB(1,1) 2.0 17.0 18.0 23.61
SUB(1,1) 2.0 18.0 19.0 24.94
SUB(1,1) 2.0 19.0 35.0 25.00 ✓
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -24.0 20.5✓
WAT(2) -7.0 0.0✓
WAT(2) -24.0 19.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: RECRECIDO DE MUROS, PUNTALES DEFINITIVOS
* Y EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=1.30m ✓
STR 7.66 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) 1.30✓
CAL✓
* ETAPA 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=2.30 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 2.30 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -5.89✓
CAL✓
* ETAPA 4: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -4.189 1.0 0.0 0.0 130000✓
STR(0,2)✓
```

```
CAL
* ETAPA 5: RELLENO HASTA REPOSICION TERRENO NATURAL
BAC(1) 5.85 0.5
2.00 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.0 0.0 1000
SUB(1) 5.85 0.0 7.0 1.0
SUB(1,1) 5.85 7.0 8.0 2.33
SUB(1,1) 5.85 8.0 9.0 3.66
SUB(1,1) 5.85 9.0 10.0 4.99
SUB(1,1) 5.85 10.0 11.0 6.32
SUB(1,1) 5.85 11.0 12.0 7.65
SUB(1,1) 5.85 12.0 13.0 8.98
SUB(1,1) 5.85 13.0 14.0 10.31
SUB(1,1) 5.85 14.0 15.0 11.64
SUB(1,1) 5.85 15.0 16.0 12.97
SUB(1,1) 5.85 16.0 17.0 14.30
SUB(1,1) 5.85 17.0 18.0 15.63
SUB(1,1) 5.85 18.0 19.0 16.96
SUB(1,1) 5.85 19.0 35.0 18.29
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -24.0 21.5
WAT(2,1) -4.2 0.0 2.0
WAT(2) -24.0 21.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,3)
STR -4.189 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL RECINTO DEL CAJÓN HINCADO (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN FINAL 706+740

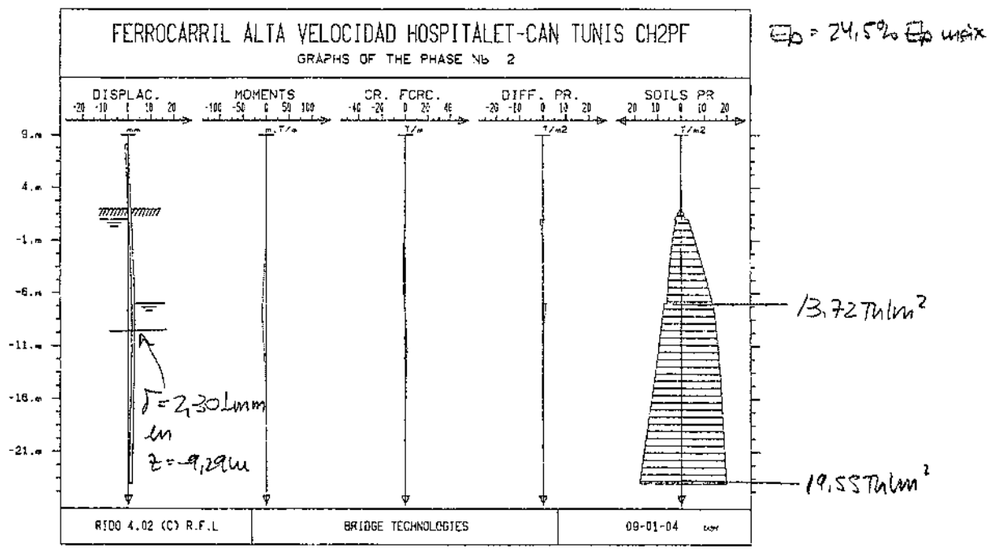
EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

ESTADO PREVIO:



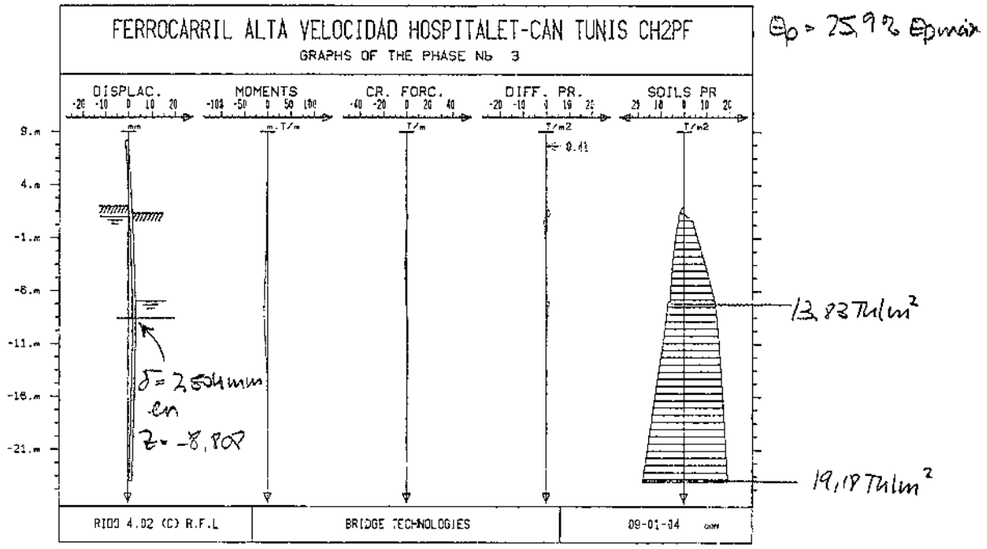
Se moviliza el 24,2% del empuje pasivo máximo disponible en trasdós

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

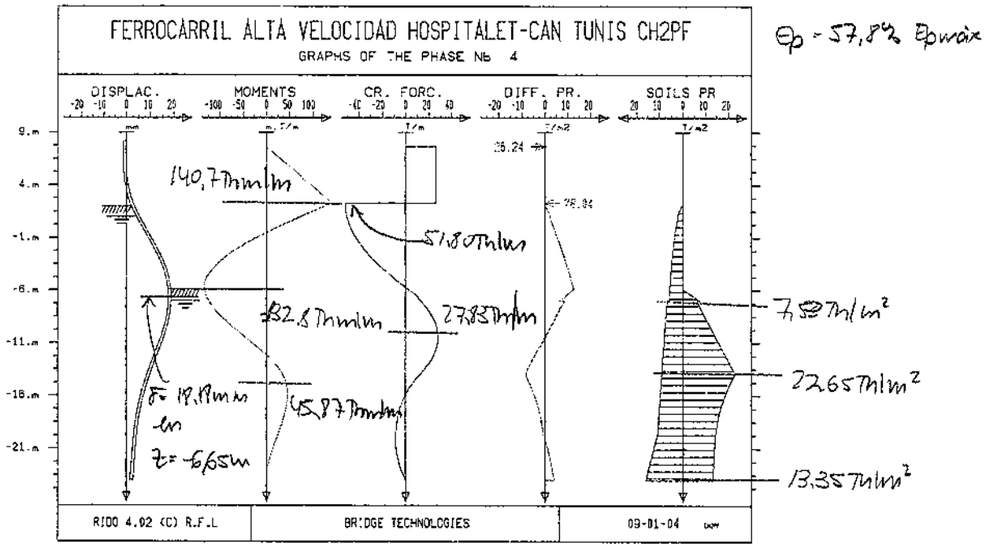


$\Phi_p = 24,5\% \Phi_p$ máx

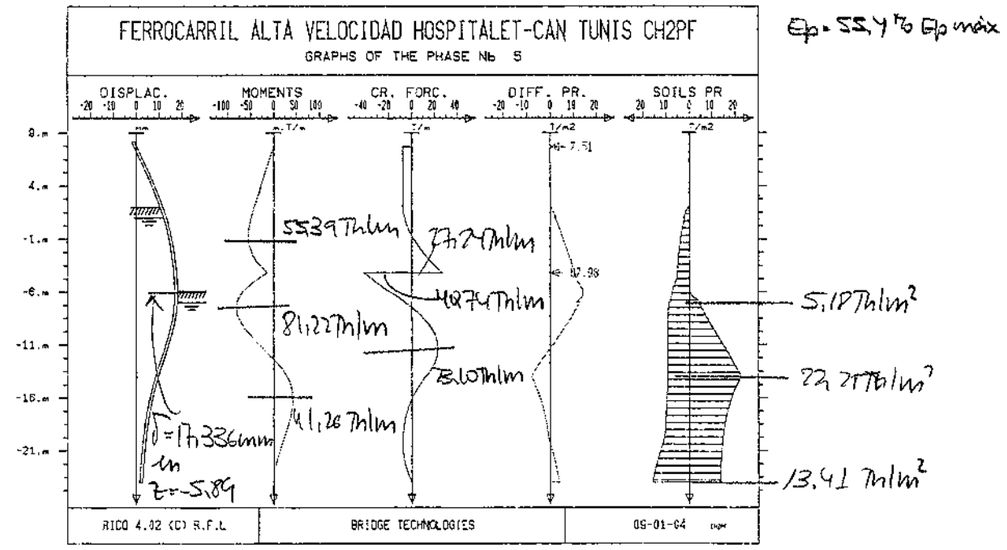
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+7.661 m Y PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=1.30m:



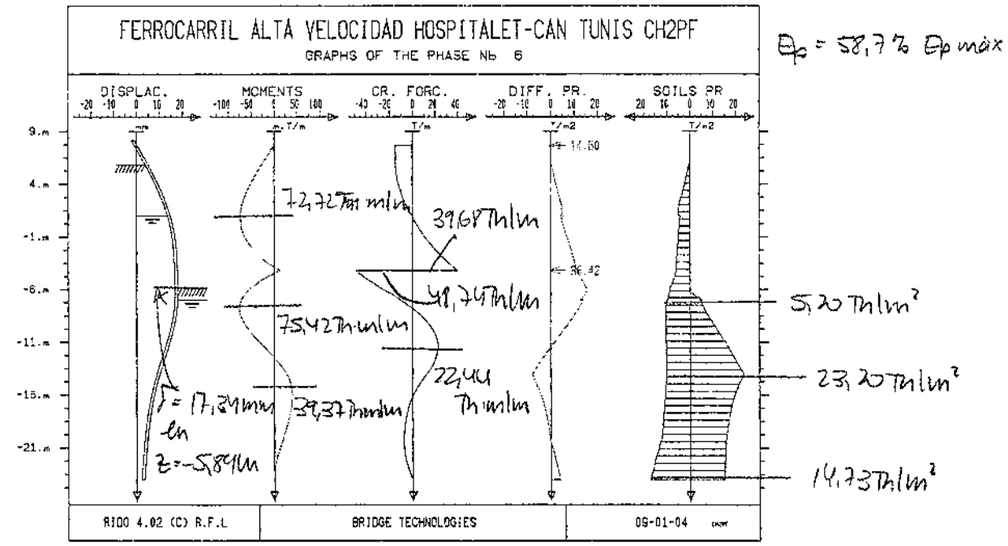
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=2.30m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



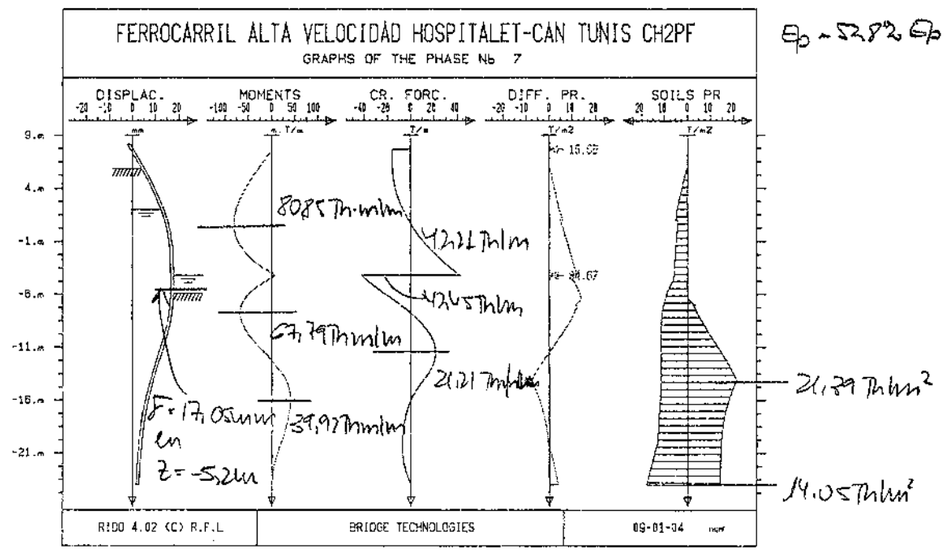
EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:

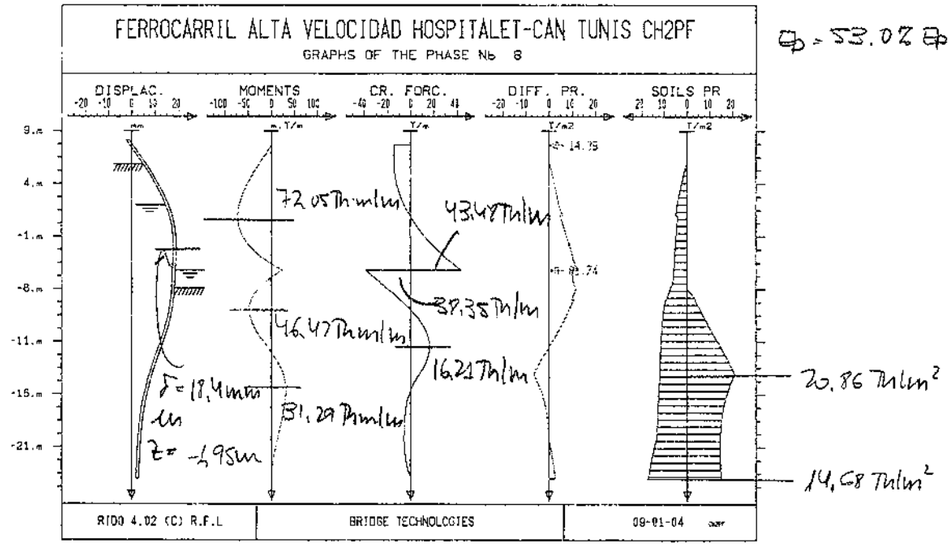


SUBIDA DEL N.F:



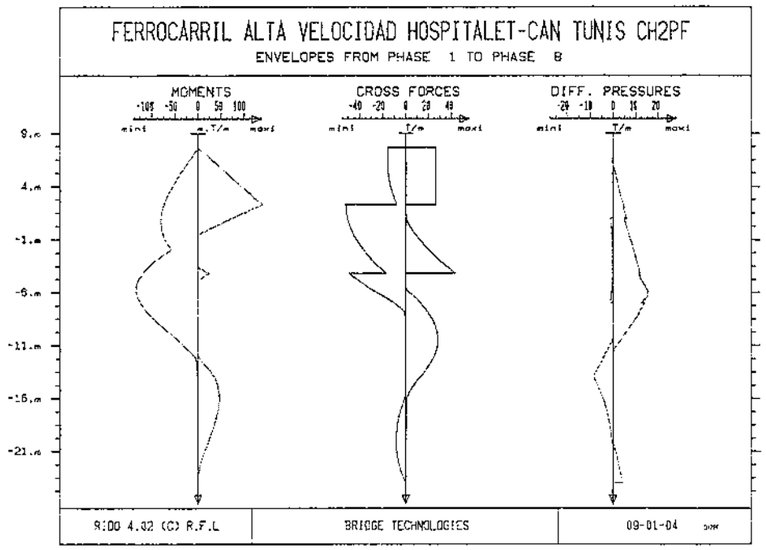
Φp = 52,82 Φp máx

FLUENCIA:



Φp = 53,02 Φp máx

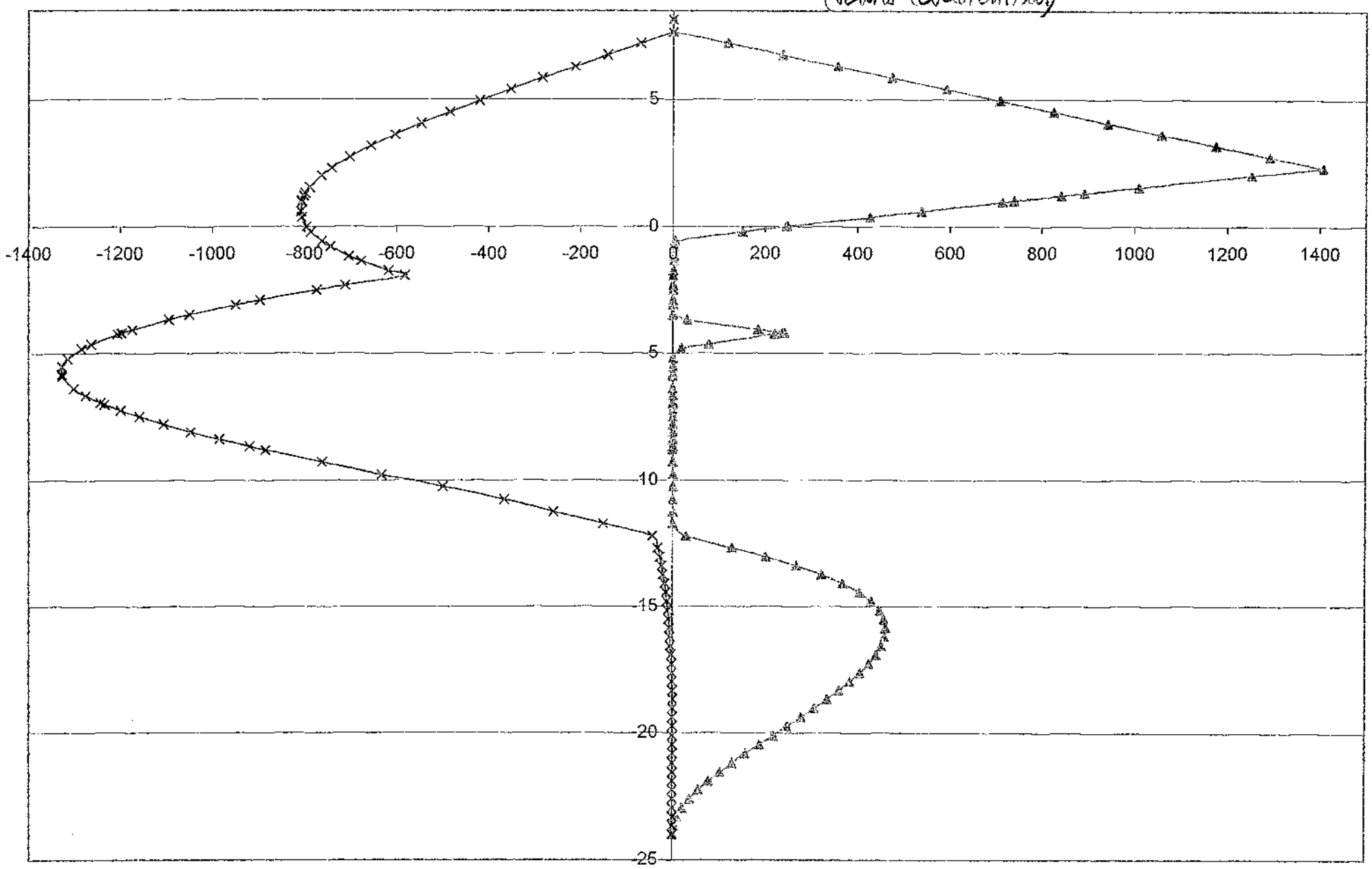
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENVC ENTE DE MOMENTOS FLECTORES (FINAL

(Valores característicos)



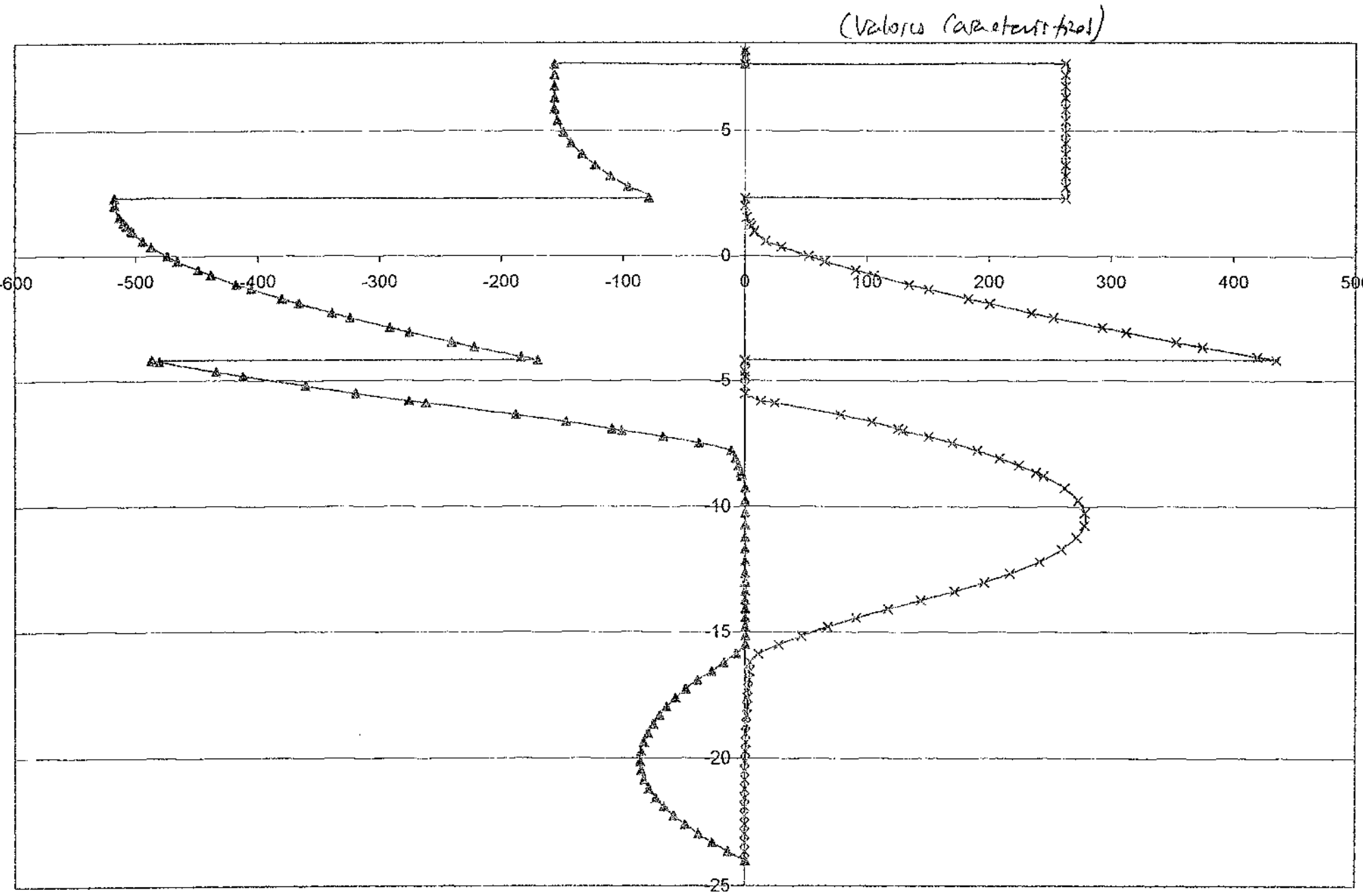
MOMENTO [kN·m/m]

M máx S FINAL M mín S FINAL

P CAJÓN HINCADO III
01/09/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES S. FINAL

(Valores característicos)



CORTANTES V [kN/m]

M máx S FINAL V mín S FINAL

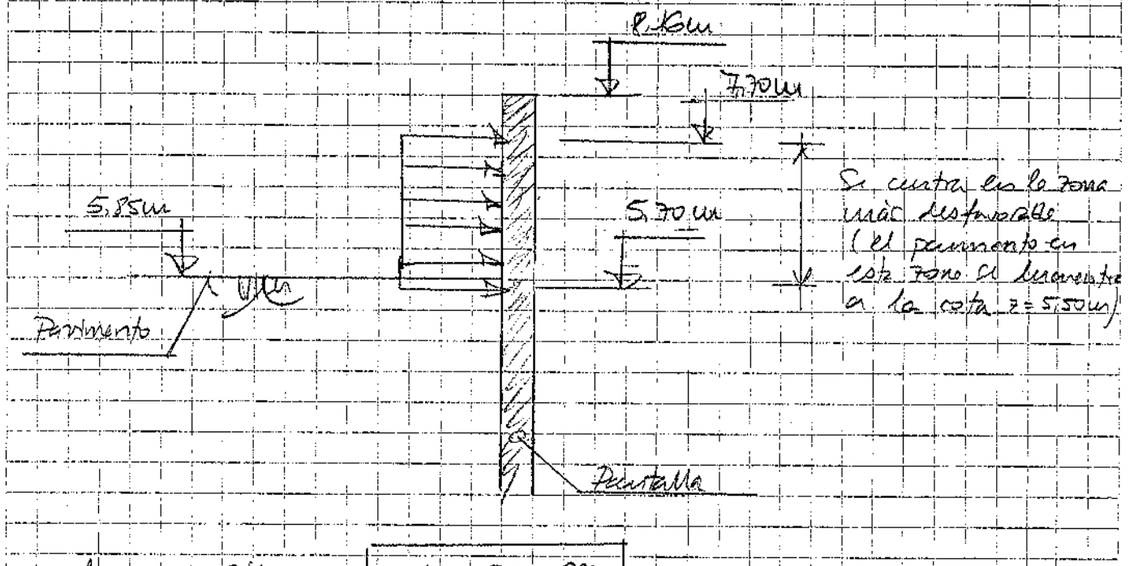
P CAJÓN HINCADO III

Can Tunis 21-Ago-2004

IMPACTO DE VEHÍCULOS CONTRA EL MURO 707+740

Impacto de vehículos contra la estructura (situación ACCIDENTAL)

(Ver páginas anteriores)



Archivo R100 CH2PFI.R00

Sección Final Impacto

Se aplica por metro de longitud, muy del lado seguro porque no es limitante el dado por torre.

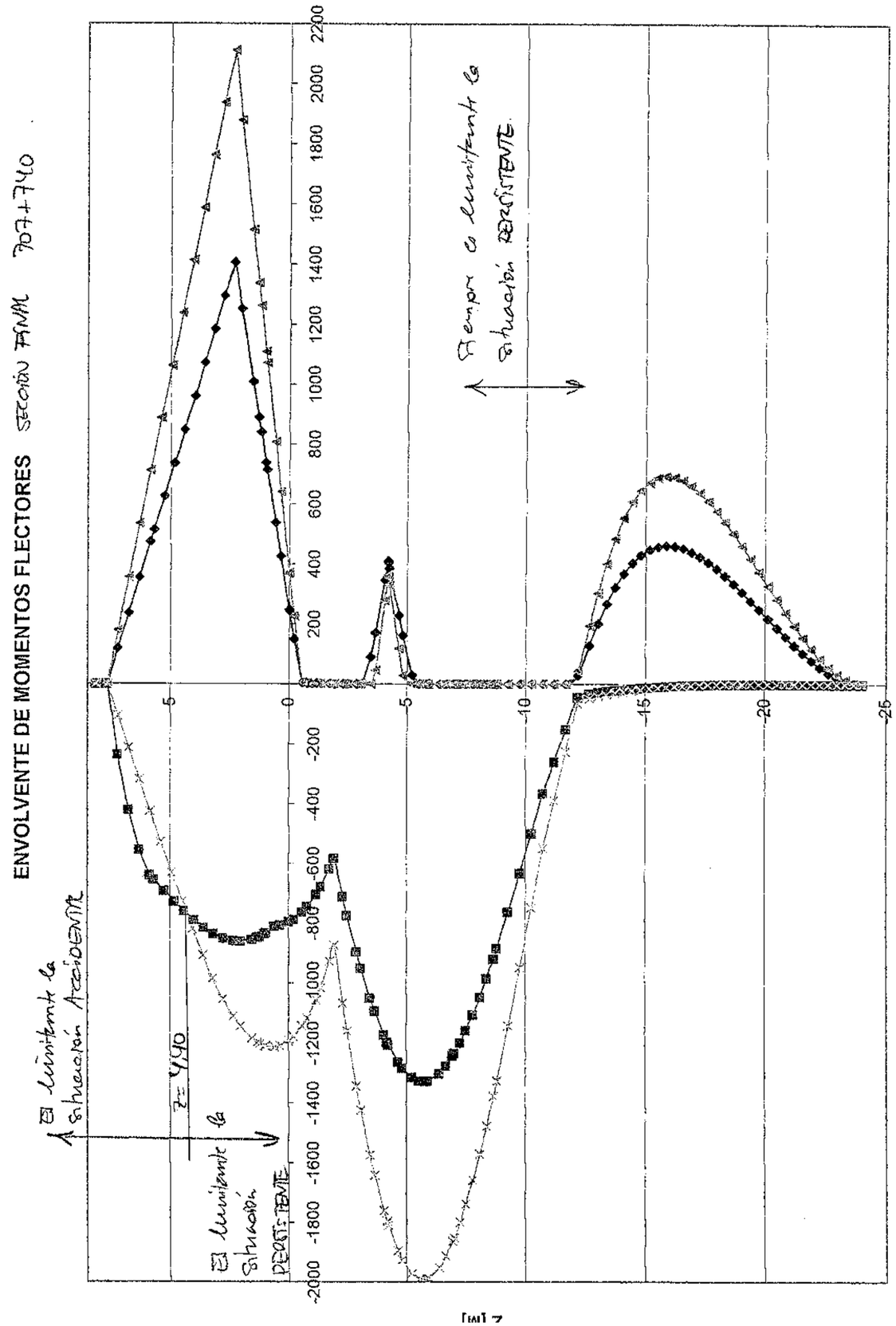
Ver comparación de esfuerzos en hoja EXCEL adjunta

COMB: 1.0(Empuje horizont. E. agua) + 1.00 Impacto ACCIDENTAL

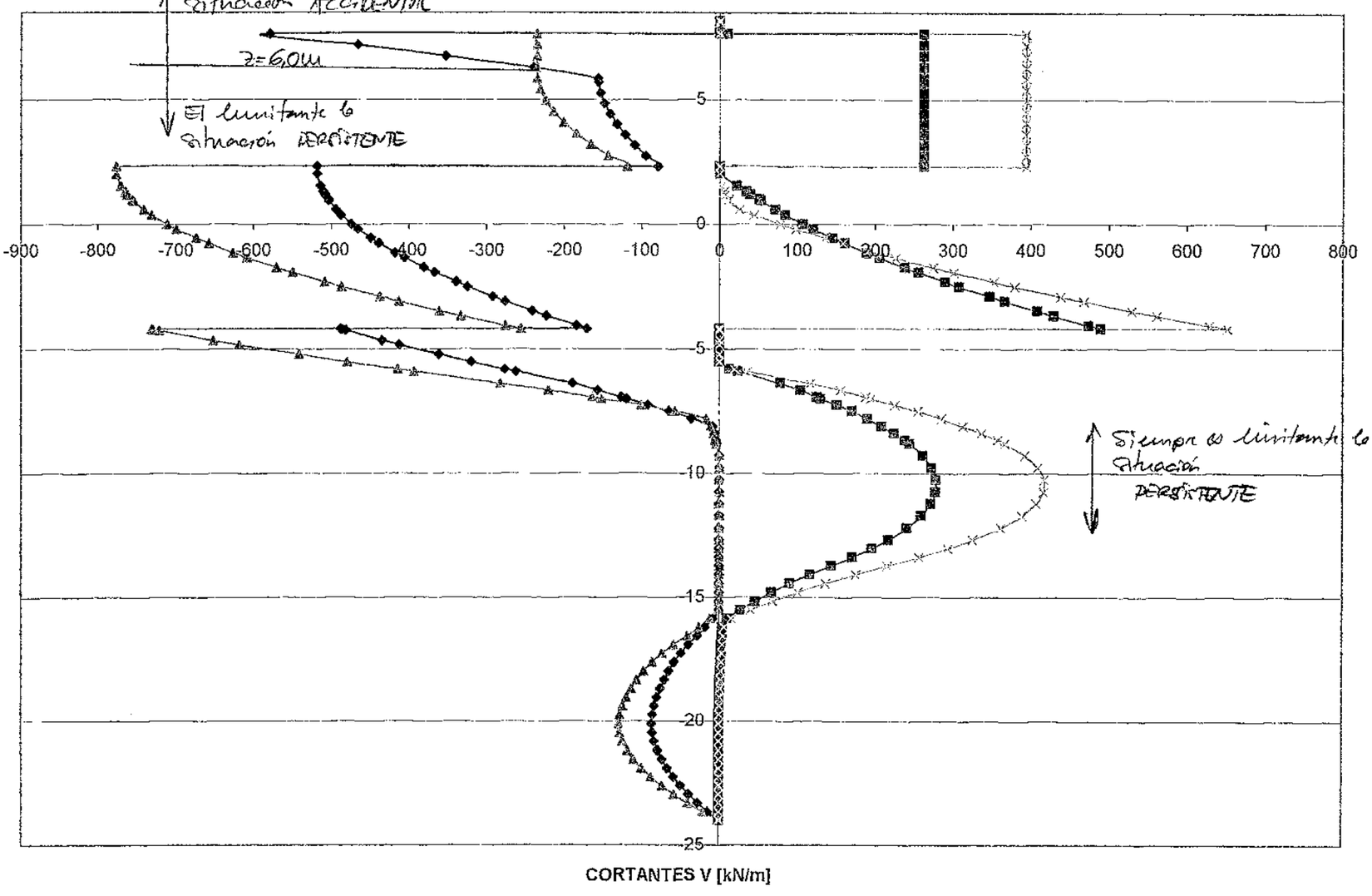
COMB 1.5(E. horizont + E. agua) PERSISTENTE


```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CH2PFI *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* 2.3m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* RECINTO PARA LA CONSTRUCCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION FINAL PK 707+740 FRENTE A IMPACTO
8.16
-24.0 1.0^3*2.726E6/12
5.85
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.0
EXC(2) 2.0
SUB(1,1) 2.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 2.0 1.0 2.0 2.33
SUB(1,1) 2.0 2.0 3.0 3.66
SUB(1,1) 2.0 3.0 4.0 4.99
SUB(1,1) 2.0 4.0 5.0 6.32
SUB(1,1) 2.0 5.0 6.0 7.65
SUB(1,1) 2.0 6.0 7.0 8.98
SUB(1,1) 2.0 7.0 8.0 10.31
SUB(1,1) 2.0 8.0 9.0 11.64
SUB(1,1) 2.0 9.0 10.0 12.97
SUB(1,1) 2.0 10.0 11.0 14.30
SUB(1,1) 2.0 11.0 12.0 15.63
SUB(1,1) 2.0 12.0 13.0 16.96
SUB(1,1) 2.0 13.0 14.0 18.29
SUB(1,1) 2.0 14.0 15.0 19.62
SUB(1,1) 2.0 15.0 16.0 20.95
SUB(1,1) 2.0 16.0 17.0 22.28
SUB(1,1) 2.0 17.0 18.0 23.61
SUB(1,1) 2.0 18.0 19.0 24.94
SUB(1,1) 2.0 19.0 35.0 25.00
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -24.0 20.5
WAT(2) -7.0 0.0
WAT(2) -24.0 19.0
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO DE MUROS, PUNTALES DEFINITIVOS
* Y EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=1.30m
STR 7.66 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) 1.30
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=2.30 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 2.30 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -5.89
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -4.189 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
```

```
CAL
* ETAPA 5: RELLENO HASTA REPOSICION TERRENO NATURAL
BAC(1) 5.85 0.5
2.00 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.0 0.0 1000
SUB(1) 5.85 0.0 7.0 1.0
SUB(1,1) 5.85 7.0 8.0 2.33
SUB(1,1) 5.85 8.0 9.0 3.66
SUB(1,1) 5.85 9.0 10.0 4.99
SUB(1,1) 5.85 10.0 11.0 6.32
SUB(1,1) 5.85 11.0 12.0 7.65
SUB(1,1) 5.85 12.0 13.0 8.98
SUB(1,1) 5.85 13.0 14.0 10.31
SUB(1,1) 5.85 14.0 15.0 11.64
SUB(1,1) 5.85 15.0 16.0 12.97
SUB(1,1) 5.85 16.0 17.0 14.30
SUB(1,1) 5.85 17.0 18.0 15.63
SUB(1,1) 5.85 18.0 19.0 16.96
SUB(1,1) 5.85 19.0 35.0 18.29
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -24.0 21.5
WAT(2,1) -4.2 0.0 2.0
WAT(2) -24.0 21.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(C,3)
STR -4.189 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
* ETAPA 8: IMPACTO
LOA 7.7 5.7 25 25 ✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```



VOLVENTE DE CORTANTES Sección tipo 709+740



CAJÓN HINCADO IMPACTO
31/08/2004

Cesa Nuevo

27-Sept-2004

COMPROBACIÓN ZONA EXTENSIONAMIENTO.

* Hay descompresión en puntillas intermedias y contacto roca en talón.

a.d.h.

Cimentación: 1,40m

Puntal definitivo

8,16m

7,66t

3/2

-4,65=9m

+2,00m

-3,50m

17,00m

2,00

CHE

-24,10m

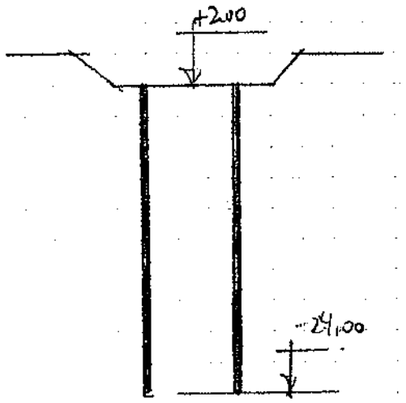
Archivo: CHZPF2.RD

(*) Mismas presiones de agua que Cuento (capa hormigón). Asegurar Final mismo procedimiento colocación cuando esté en Una vuelta excavación y relleno del talón del contrafuerte

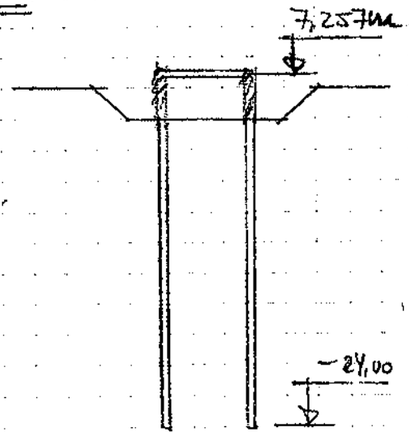
(a) Salvo en estado definitivo (con puntal definitivo) NF y Sin acciones de agua pantalla

Can Tunis — 3-Sept-2004

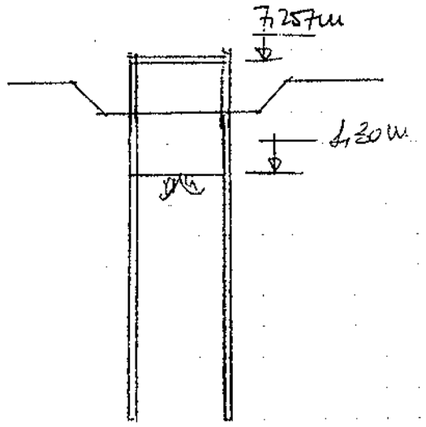
ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



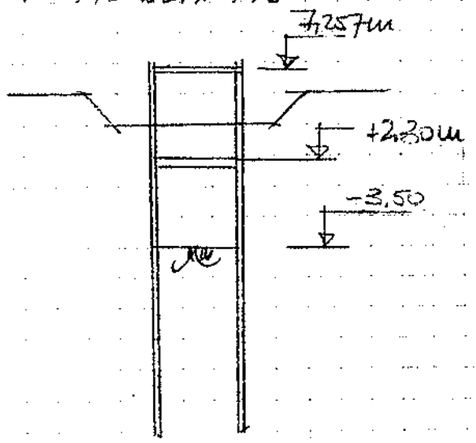
PLATAFORMA DE TRABAJO + PANTALLAS + ACHIQUE DE AGUA ENTRE PANTALLAS



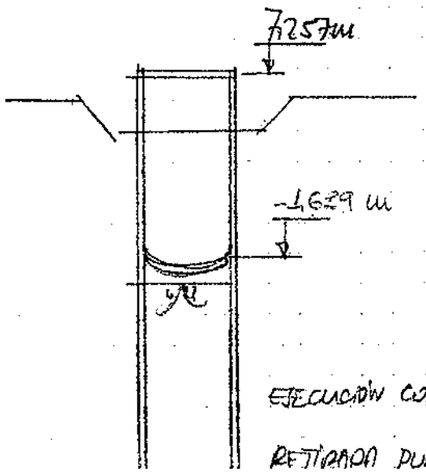
RECRECIDO PANTALLAS (HASTA PUNTAL DEFINITIVO



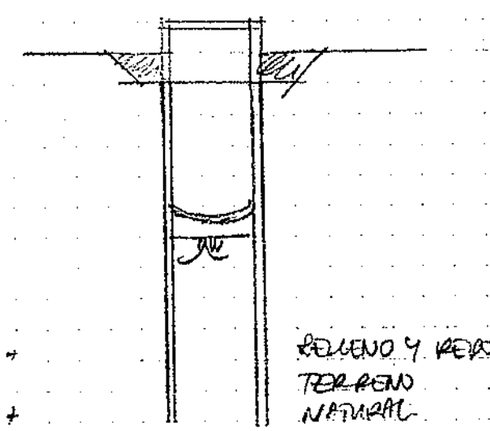
1º EXCAVACIÓN INTERMEDIA.



PUNTAL PROVISIONAL Y EXCAVACION HASTA CME



EJECUCIÓN CONTRABÓVEDA + RETIRADA PUNTAL PROV +



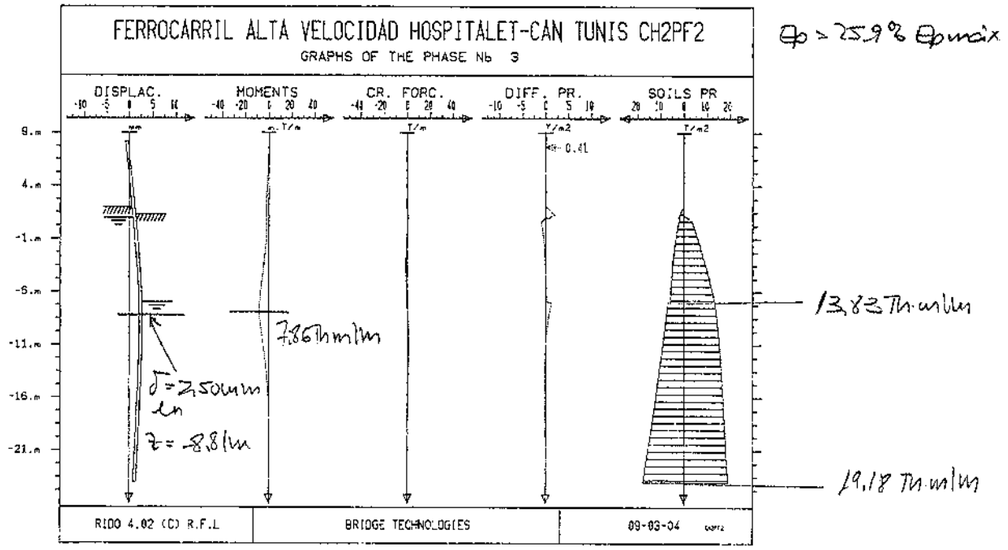
RELLENO Y REPOSICIÓN TERRENO NATURAL

(2)

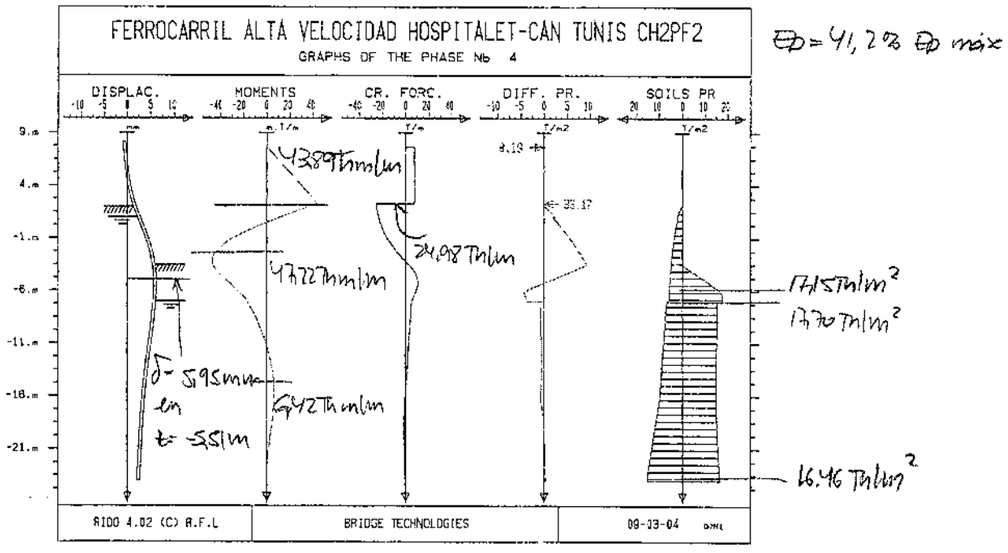
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CH2PF2 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* 2.3m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* RECINTO PARA LA CONSTRUCCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION FINAL PK 707+740
8.16
-24.0 1.0^3*2.726E6/12
5.85
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0    2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0   2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.0
EXC(2) 2.0
SUB(1,1) 2.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 2.0 1.0 2.0 2.33
SUB(1,1) 2.0 2.0 3.0 3.66
SUB(1,1) 2.0 3.0 4.0 4.99
SUB(1,1) 2.0 4.0 5.0 6.32
SUB(1,1) 2.0 5.0 6.0 7.65
SUB(1,1) 2.0 6.0 7.0 8.98
SUB(1,1) 2.0 7.0 8.0 10.31
SUB(1,1) 2.0 8.0 9.0 11.64
SUB(1,1) 2.0 9.0 10.0 12.97
SUB(1,1) 2.0 10.0 11.0 14.30
SUB(1,1) 2.0 11.0 12.0 15.63
SUB(1,1) 2.0 12.0 13.0 16.96
SUB(1,1) 2.0 13.0 14.0 18.29
SUB(1,1) 2.0 14.0 15.0 19.62
SUB(1,1) 2.0 15.0 16.0 20.95
SUB(1,1) 2.0 16.0 17.0 22.28
SUB(1,1) 2.0 17.0 18.0 23.61
SUB(1,1) 2.0 18.0 19.0 24.94
SUB(1,1) 2.0 19.0 35.0 25.00
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -24.0 20.5
WAT(2) -7.0 0.0
WAT(2) -24.0 19.0
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO DE MUROS, PUNTALES DEFINITIVOS
* Y EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=1.30m
STR 7.66 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) 1.30
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=2.30 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 2.30 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -3.5 ← Nueva CME
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -1.639 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
```

↖ Nueva cota del eje de la contrabóveda

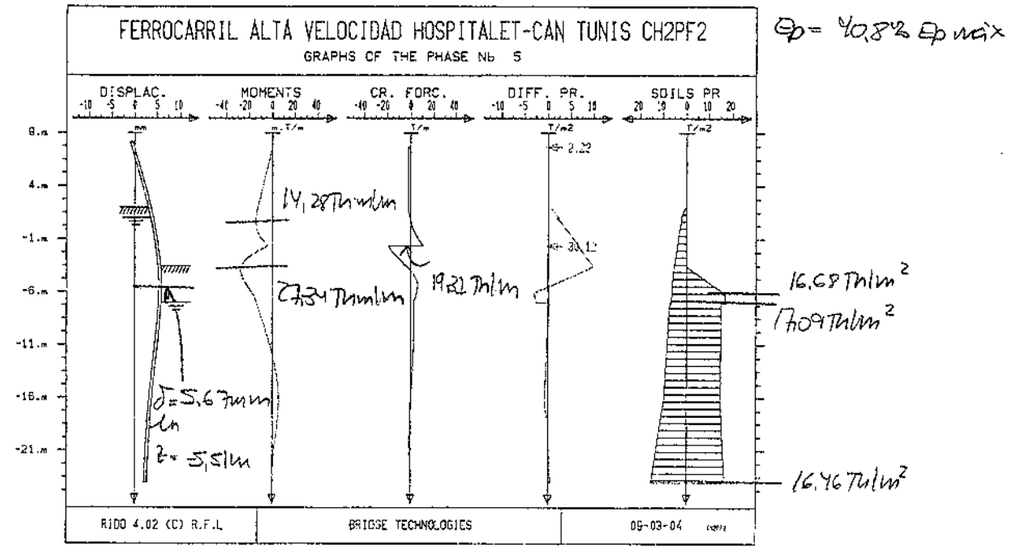
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+7.661 m Y PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=1.30m:



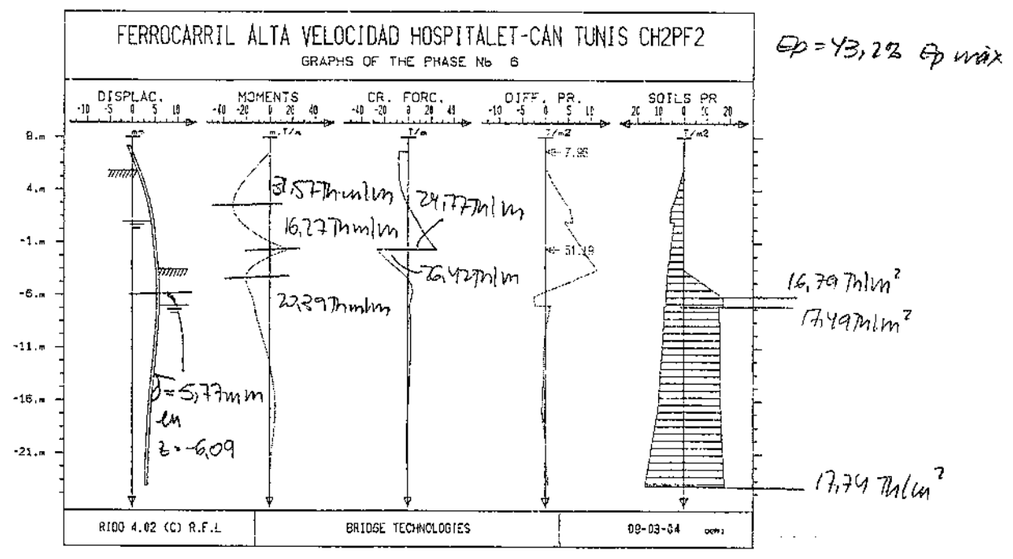
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=2.30m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



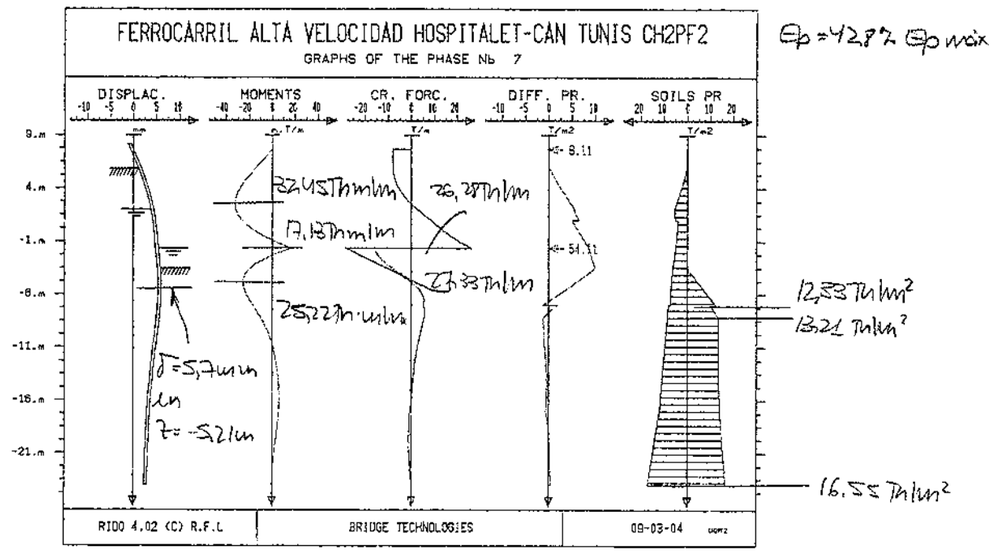
EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



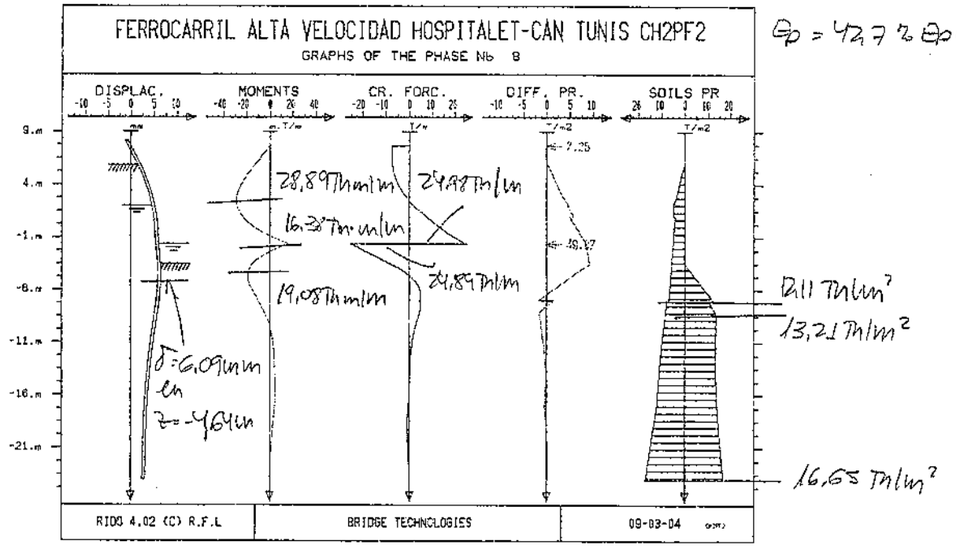
RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



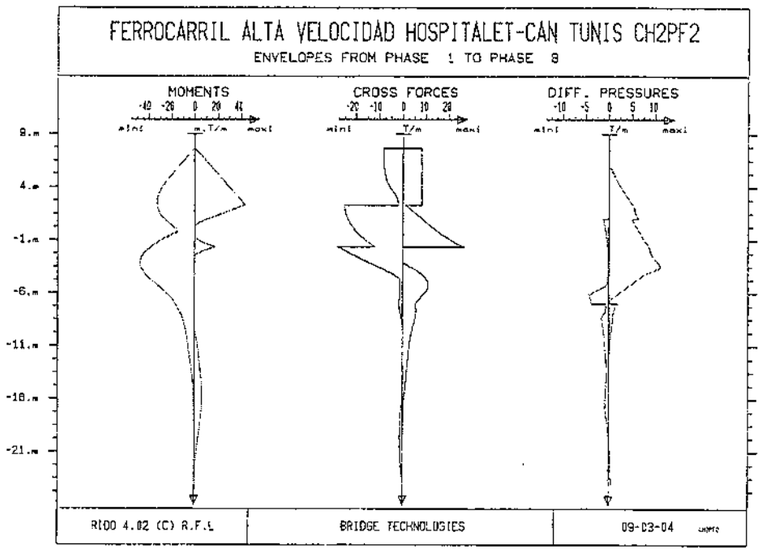
SUBIDA DEL N.F:



FLUENCIA:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJA EXCEL ADJUNTA)

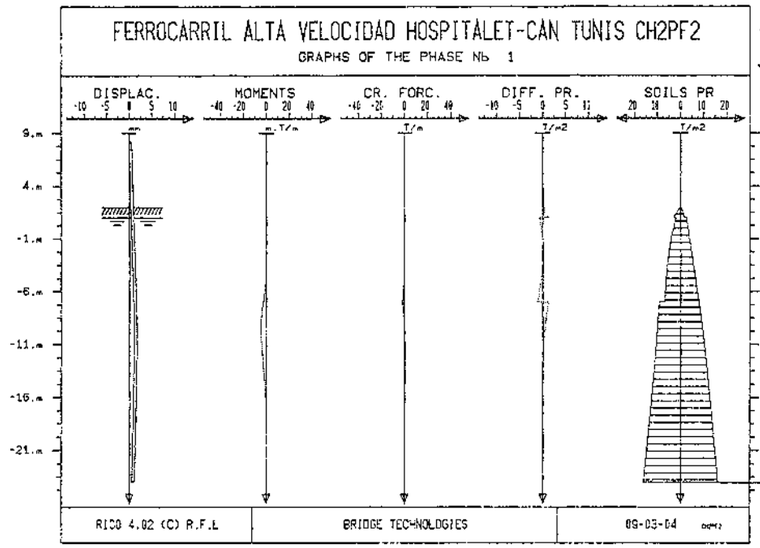
```
CAL
* ETAPA 5: RELLENO HASTA REPOSICION TERRENO NATURAL
BAC(1) 5.85 0.5
2.00 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.0 0.0 1000
SUB(1) 5.85 0.0 7.0 1.0
SUB(1,1) 5.85 7.0 8.0 2.33
SUB(1,1) 5.85 8.0 9.0 3.66
SUB(1,1) 5.85 9.0 10.0 4.99
SUB(1,1) 5.85 10.0 11.0 6.32
SUB(1,1) 5.85 11.0 12.0 7.65
SUB(1,1) 5.85 12.0 13.0 8.98
SUB(1,1) 5.85 13.0 14.0 10.31
SUB(1,1) 5.85 14.0 15.0 11.64
SUB(1,1) 5.85 15.0 16.0 12.97
SUB(1,1) 5.85 16.0 17.0 14.30
SUB(1,1) 5.85 17.0 18.0 15.63
SUB(1,1) 5.85 18.0 19.0 16.96
SUB(1,1) 5.85 19.0 35.0 18.29
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -24.0 21.5
WAT(2,1) -4.2 0.0 2.0 -1.639 qo
WAT(2) -24.0 21.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,3)
STR -1.639 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

Idem

PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL RECINTO DEL CAJÓN HINCADO (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN FINAL 706+740 CON CONTRABÓVEDA ALTA POR CAMBIO DE PROFUNDIDAD DE MÁXIMA EXCAVACIÓN (justo tras el uso de reacción para el hincado del cajón)

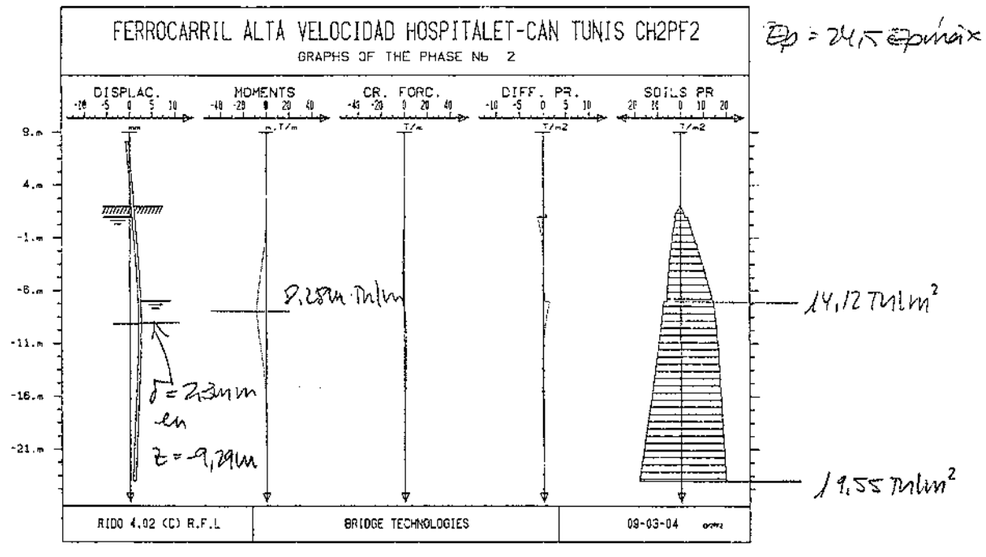
EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

ESTADO PREVIO:



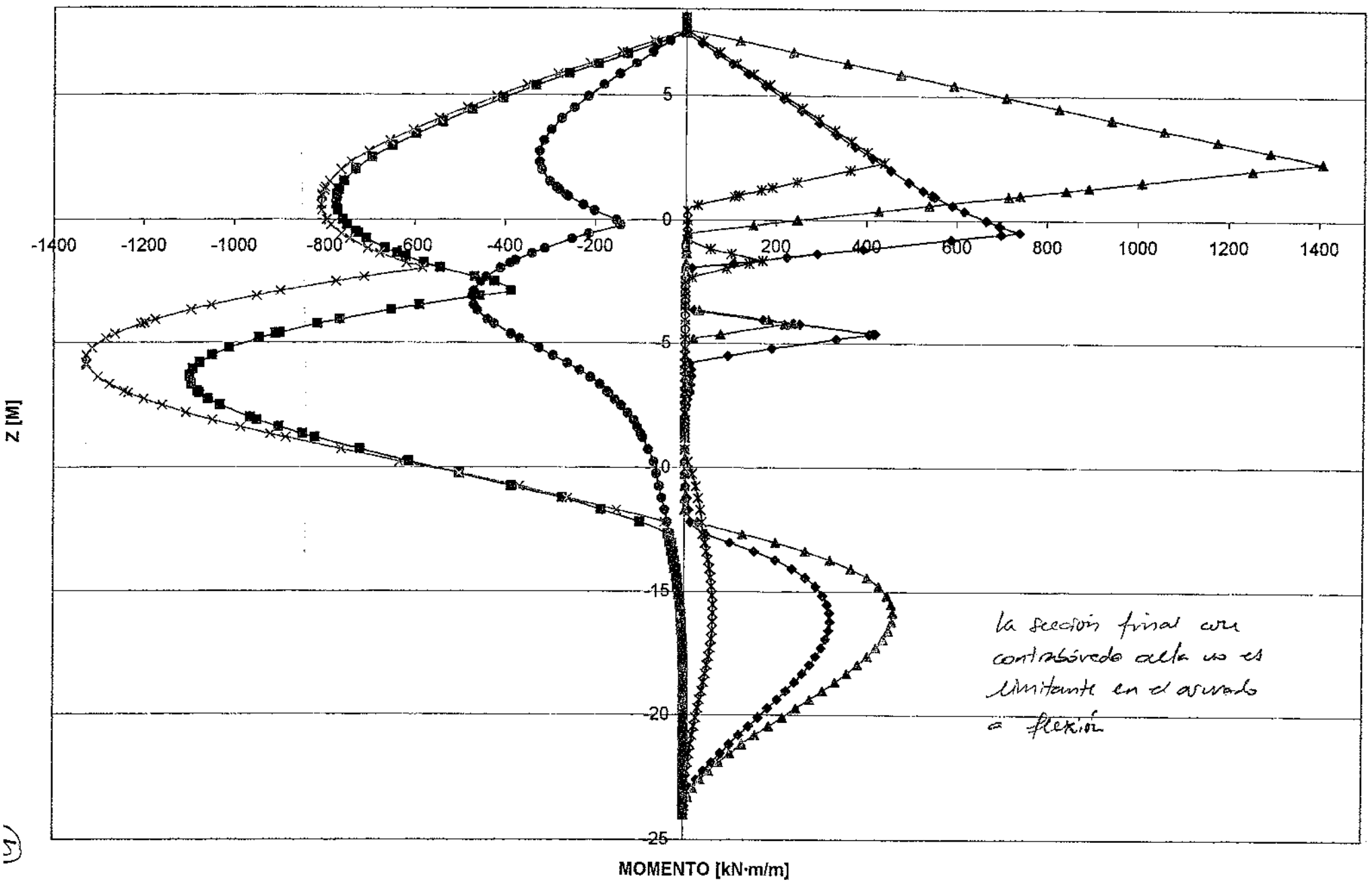
Se moviliza el 24,3% de empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



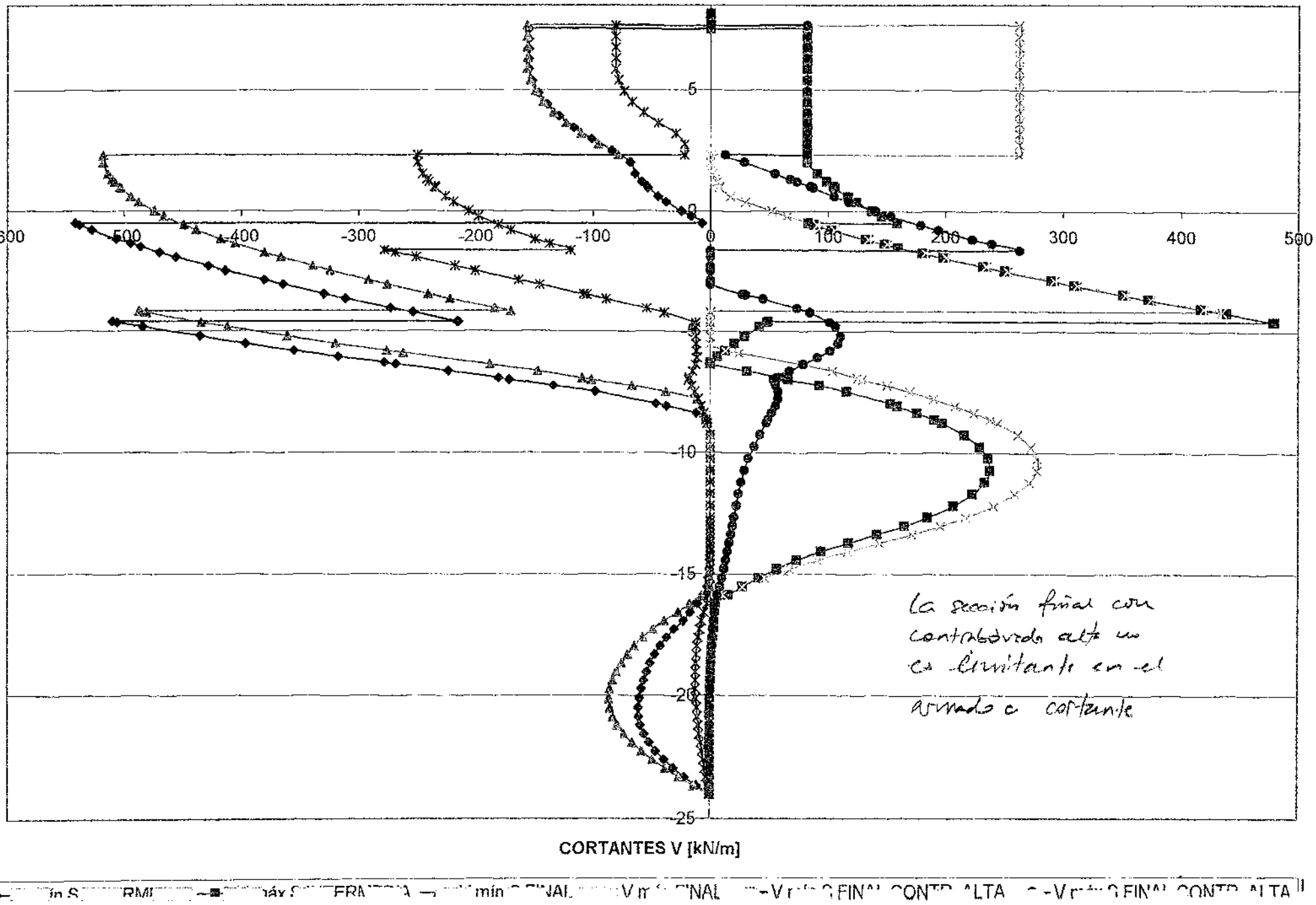
Ep = 24,5 Epmáx

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



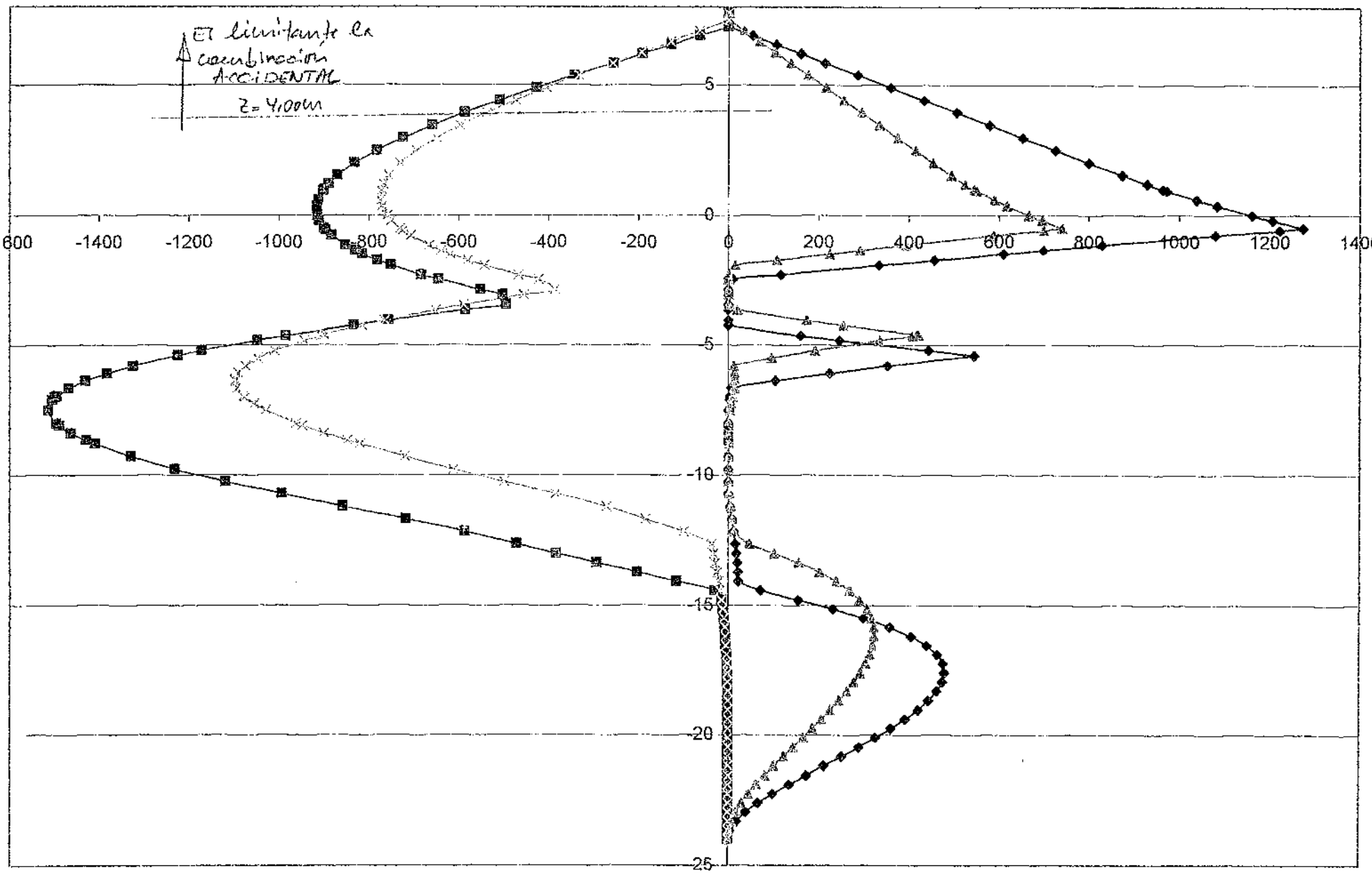
03/09/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES (TRAMO 1-2

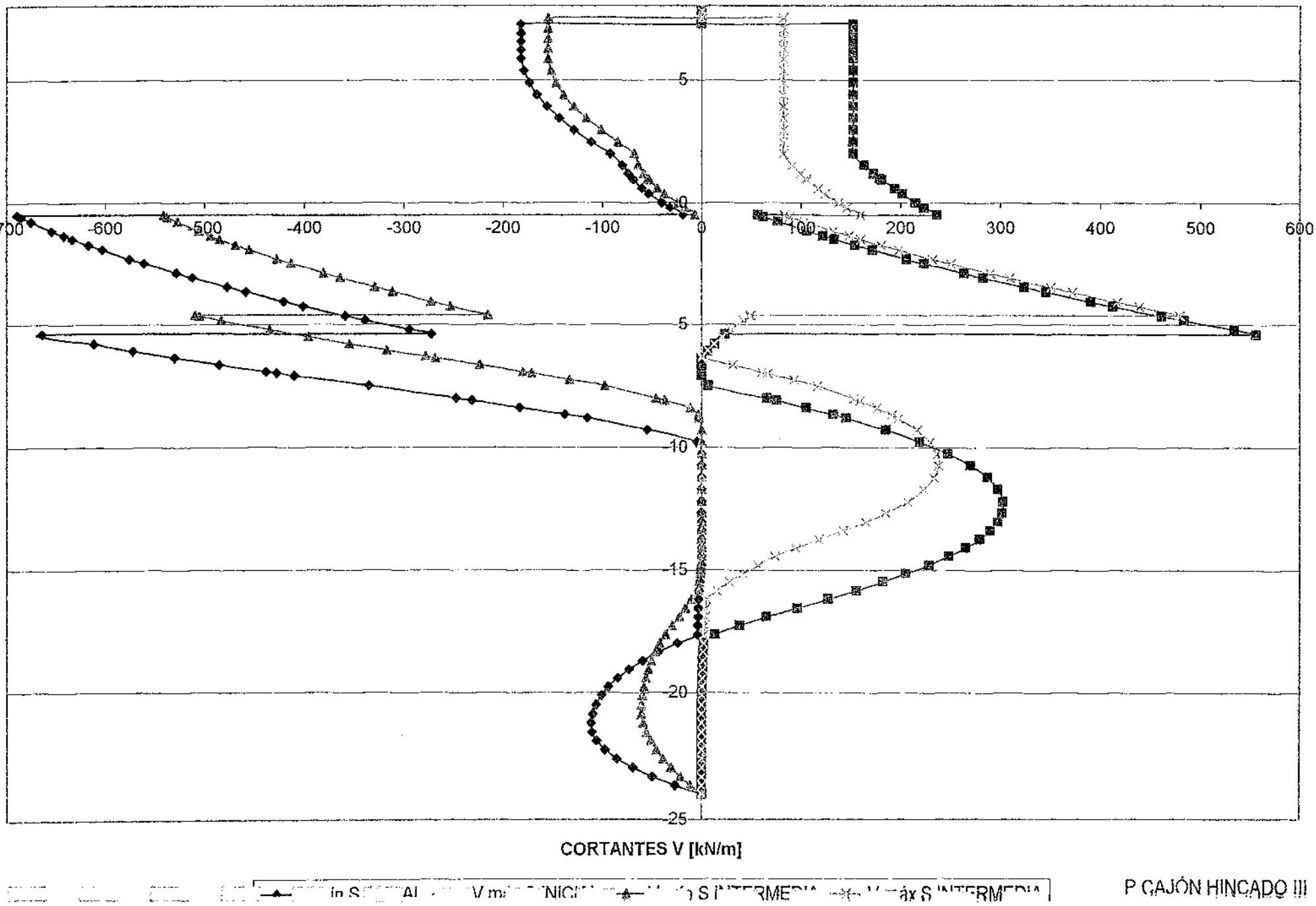
SECCIÓN INICIAL / S. INTERMEDIA



P CAJÓN HINCADO III
31/08/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES TRAMO 1-2

S. INICIAL / S. INTERMEDIA.



P CAJÓN HINCADO III

NOTAS DE ARMADO

I/ FLEXIÓN

I.a/ INTRADÓS

- Pzo de momentos $\mu_{uk} = 1513,77$ KN.m/m

$\mu_d = 2269,91$ KN m/m

$A_s \geq 74,11 \text{ cm}^2/\text{m}$

En todo el batache de 5,10m $A_s = 370,55 \text{ cm}^2 \rightarrow 30\phi32 + 20\phi32$

$A_{s,disp} = 80,42 \text{ cm}^2/\text{m}$ — $\mu_u = 2540,62$ KN.m/m ($\varepsilon_{cA} = 1,12$)

$X = 0,36d$ ← Falla por el hormigón con el acero plastificado y $\varepsilon_s \geq 2\varepsilon_y$

- Momento último con $30\phi25$

$A_s = 29,454 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\mu_u = 1081,90$ KN.m/m

En valor característico $\mu_{u,k} = 721,3$ KN.m/m

Si tiene $\mu_{uk} \leq 720$ KN m/m para $z \leq -11,70$m, a partir de este pto anclaje + doblaje de los $\phi32$ en rebrinco, que deben llegar hasta $z = -11,70 - \frac{1,50}{d} - \frac{1,00}{\lambda} - \frac{0,50}{\varepsilon} = -14,70\text{m} \leq -15,00\text{m}$

- Momento último con $30\phi25 + 20\phi32$

$A_s = 64,622 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\mu_u = 2024,0$ KN.m/m

$\mu_{u,k} = 1349,3$ KN.m/m

Si tiene $\mu_{uk} \leq 1345$ KN.m/m para $z \leq -9,00$m,

los $\phi32$ deben llegar hasta $z = -9,00 - \frac{1,50}{d} - \frac{1,00}{\lambda} - \frac{0,5}{\varepsilon} = -12,00$m

(3)

NOTE BOOK

- 2º Pzo de momento $\mu_{uk} = 916$ KN.m/m

$\mu_d = 1374$ KN.m/m

$A_s \geq 42,30 \text{ cm}^2/\text{m}$

En todo el batache de 5,10m $A_s \geq 211,5 \text{ cm}^2$ ← Se cubre con los $30\phi32$

$A_s = 241 \text{ cm}^2/\text{m}$; $A_s = 48,25 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\mu_u = 1711,80$ KN.m/m ($\varepsilon_{cA} = 1,25$)

$X = 0,20d$ Falla dúctil por el acero.

- Momento último con $30\phi25$

$A_s = 29,454 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\mu_u = 1081,90$ KN m/m ; $\mu_{u,k} = 721,2$ KN.m/m

Si tiene $\mu_{uk} \leq 720$ KN.m/m para $z \geq 3,00$m, a partir de este pto — anclaje + doblaje de los $\phi32$, que deben llegar hasta $z = 3,00 + \frac{1,50}{d} + \frac{1,00}{\lambda} + \frac{0,50}{\varepsilon} = 6,00$m (es diseñado así)

- Momento último con $30\phi25 + 10\phi25$

$A_s = 39,772 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\mu_u = 1348,5$ KN.m/m $\mu_{u,k} = 899,0$ KN.m/m

Si tiene $\mu_{uk} \geq 895$ KN m/m para $z \geq 1,00$ — (*) los $\phi32$ deben llegar hasta $z = 1,00 + \frac{1,50}{d} + \frac{1,00}{\lambda} + \frac{0,5}{\varepsilon} = 4,00$m

(*) está por debajo de la limitación por Impacto — Cil. empleando la armadura especificada (OK!)

(4)

· Momento último con 30ϕ32 + 10ϕ25

$A_s = 58,07\ cm^2/m$

$m_{ud} = 1921,15\ KN\cdot m/m$; $m_{u,k} = 1280,8\ KN\cdot m/m$

Si tiene $m_k \leq 1280,8\ KN\cdot m/m$ para $z \geq -5,00m$, a partir de este pto. anclaje + decalaje del refuerzo de ϕ32 que debe llegar hasta $z = -5,00 + \frac{1,5}{\overline{16}} + \frac{1,00}{\overline{d}} + \frac{0,5}{\overline{E}} = -2,00m$

→ Si contra el talud en $z = -3,00m$

· Ab: Momento último con 50ϕ25

$m_{u,k} = 724,2\ KN\cdot m/m$ Si tiene $m_k \leq 720\ KN\cdot m/m$ para $z \geq 3,00m$ a partir de este pto. anclaje + decalaje del ϕ25 que deben llegar a:

$z = 3,00 + \frac{1,00}{\overline{16}} + \frac{1,00}{\overline{d}} + \frac{0,5}{\overline{E}} = 5,50m$ → Si llevan hasta arriba

· Momento último con 20ϕ25

$A_s = 19,636\ cm^2/m$

$m_{ud} = 734,13\ KN\cdot m/m$; $m_{u,k} = 489,42\ KN\cdot m/m$

Si tiene $m_k \leq 485\ KN\cdot m/m$ para $z \leq -13,00m$, a partir de este pto. anclaje + decalaje del ϕ25 que deben llegar hasta

$z = -13,00 - \frac{1,50}{\overline{16}} - \frac{1,00}{\overline{d}} - \frac{0,5}{\overline{E}} = -15,50m$

I6) TRASDÓS

· Dto de momento $m_k = 1773,4\ KN\cdot m/m$

$m_d = 1910,1\ KN\cdot m/m$

$A_s \geq 61,31\ cm^2/m$

En todo el bataches de 5,0m $A_s \geq 306,55\ cm^2$ → 30ϕ32 + 15ϕ25

$A_{s,disp} = 62,979\ cm^2/m$; $m_{ud} = 2062,93\ KN\cdot m/m$ ($C_{SA} = 1,08$)

$X = 0,28\ d$ → Fallo dúctil. Falla por el hormigón con el acero plastificado a $E_S = 2E_y$

· Momento último con 75ϕ25

$A_s = 24,545\ cm^2/m$

$m_{ud} = 909,62\ KN\cdot m/m$; $m_{u,k} = 606,4\ KN\cdot m/m$

Si tiene $m_k \leq 605\ KN\cdot m/m$ para $z \leq -1,50m$, a partir de este pto — anclaje + decalaje de los refuerzos que deben llegar hasta $z = -1,50 - \frac{1,0}{\overline{16}} - \frac{1,0}{\overline{d}} - \frac{0,5}{\overline{E}} = -4,0m$

· Momento último con 30ϕ25 + 15ϕ25

$A_s = 44,181\ cm^2/m$ ($c = 0,15m$ recubrimiento mecánico)

$m_{ud} = 1502,60\ KN\cdot m/m$ $m_{u,k} = 1001,7\ KN\cdot m/m$

Si tiene $m_k \leq 1001,7\ KN\cdot m/m$ para $z \geq 4,00m$, a partir de este pto — anclaje + decalaje de los ϕ32 que deben llegar hasta $z = 1,00 + \frac{1,50}{\overline{16}} + \frac{1,00}{\overline{d}} + \frac{0,50}{\overline{E}} = 4,00m$ (OK!)

III) CORTANTES:

- Pilar de cortante $V_k = 685,65$ kN/m $V_d = 1028,5$ kN/m } Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s = 6\,\phi 32 + 2\phi 25$; $A_s = 62,979\ cm^2/m$

$A_d \geq 23,32\ cm^2/m/m$

En todo el batache $A_d \geq 116,6\ cm^2/m$

Tomando planos a 0,15 y 8 ramas / plano → $2,19\ cm^2$/rama

→ 1 cada con cercos $\phi 20$

- Cortante último con 5 ramas $\phi 16$

$A_d = 21,45\ cm^2/m/m$

$A_s = 48,25\ cm^2/m$ ← cuia mínimo $6\phi 32$ } $V_{u2} = 1000,05$ kN/m; $V_{u,k} = 666,7$ kN/m

Se tiene $V_k \leq 665$ kN/m para $z \leq 6,00m$ (Indicar dicotomía de ½ canto útil)

- Cortante último con 9 ramas $\phi 12$

$A_d = 12,064\ cm^2/m/m$

$A_s = 24,545\ cm^2/m$ ← cuia mínimo $5\phi 25$ } $V_{u2} = 636,22$ kN/m; $V_{u,k} = 424,15$ kN/m

Se tiene $V_k \leq 420$ kN/m para $z \leq 7,50m$ (Indicar dicotomía de ½ canto útil)

NOTE BOOK

III) PUNZONAMIENTO EHE.

Carga máxima puntal $V_k = 925,8$ kN/m

$N_d = 1,50 \cdot 2,50m \cdot 925,8\ kN/m = 3471,75\ kN$ / puntal

Esfuerzo máximo de punzonamiento

$\frac{F_{sd.ef}}{u_{o.d}} \leq f_{fd.cd}$; $f_{fd.cd} = 0,30\ f_{cd} = 0,30 \frac{25}{1,50} = 5,0\ MPa$

Placa de apoyo del puntal: $0,75 \times 0,75$ — $u_o = 3,00m$

$d = 0,85m$ (del lado seguro)

Sustituyendo valores

$\frac{2472\ kN}{3,0 \cdot 0,85\ m^2} = 1,36\ MPa < 5,0\ MPa$ (OK)

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO:

$b_o - u_k$

$A_d = A_{w/s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$F_{sd.ef} \leq 0,5\ d\ u_1\ d$

$d = 0,85m$ (del lado seguro)

$\tau_{rd} = 0{,}12 \cdot \xi\,(100\,\rho_l\,f_{ck})^{1/3}$

$V_{Rd.cf} = 3472\ kN = 3{,}47\ MN$

$\xi = 1+\sqrt{\frac{200}{d}} = 1+\sqrt{\frac{200}{850}} = 1{,}485$

$A_{sx} = 2\phi 20\ @\ 0{,}15 \qquad A_{sx} = 41{,}89\ cm^2/m \qquad \rho_x = 0{,}004189$

$A_{sy} = \underbrace{6\phi 32 + 6\phi 32}_{\text{del lado izquierdo}} + 2\phi 25 = 106{,}8\ cm^2/m \qquad \rho_y = 0{,}0106$

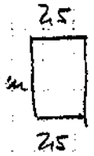
con lo cual $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0{,}00667$

Sustituyendo valores

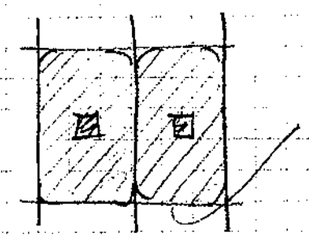
$\tau_{rd} = 0{,}12 \cdot 1{,}485\,(100 \cdot 0{,}00667 \cdot 25)^{1/3} = 0{,}455\ MPa$

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario que $U_1 \geq$

cumpla $U_1 \geq \frac{V_{Rd.cf}}{\tau_{rd} \cdot d} = \frac{3{,}47\ MN}{0{,}455\ MPa \cdot 0{,}85\ m} = 8{,}97\ m = 9{,}00\ m$



Perímetro crítico

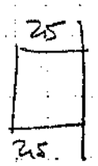


$U_{crítico} = 8{,}73\ m$

↑ nivel → hace falta armadura de punzonamiento

Obs: Al juntarse las dos superficies de rotura en una viga, el mecanismo resistente es el cortante vertical de las pantallas. El ELU de cortante está garantizado con la armadura dispuesta (cuando se despuntala sí hay riesgo de punzonamiento, y ese es el caso que aquí se calcula)

Dimensionamiento tomando $U_1 = 9{,}00\ m = 6a$



$\xi = 1{,}485$

$\rho_l = A_{sx} = \phi 20\ @\ 0{,}15 \qquad A_{sx} = 20{,}95\ cm^2/m \qquad \rho_x = 0{,}002095$

$A_{sy} = 6\phi 32 + 3\phi 25 = 62{,}979\ cm^2/m \qquad \rho_y = 0{,}00$

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0{,}006298$

$V_{cu} = [0{,}10 \cdot 1{,}485\,(100\ 0{,}0063\ 25)^{1/3}]\ 1{,}900\ 0{,}85 \cdot 1{,}0 = 2{,}85\ MN$

$\rightarrow V_{su} \geq V_d - V_{cu} = 3{,}47 - 2{,}85 = 0{,}623\ MN$

$V_{su} = z \cdot \sin\alpha\,[\cot\alpha + \cot\theta]\ A_\alpha \cdot f_{yd} \qquad z = 0{,}9d$

$z = 0{,}9 \cdot 0{,}85 = 0{,}765\ m$

$A_\alpha \geq \frac{0{,}623\ MN}{0{,}765\ m \cdot 400\ MPa} = 20{,}35\ cm^2/m = \frac{A_{s,w}}{c}$

a) Tomando $S = 0{,}15$ — $A_{sw} = 3{,}05\ cm^2$ en cada plano — $0{,}763\ cm^2$/barra

Sí cubre con la armadura dispuesta

b) Tomando $S = 0{,}60$ — $A_{sw} = 12{,}21\ cm^2$ en cada plano

Tomando barras a 0,15 m entran 26 barras en 4 l

→ $0{,}47\ cm^2$/barra (OK!)

Se cubre con la armadura dispuesta

Can Tunis — 1 - Septiembre 2024

CUANTIA MINIMA EN MUROS EHE

Armadura vertical cara interior cada 7.5cm

$W \geq 3,2\,\%_0$

$A_c = 1.000 \text{ cm} \rightarrow A_s \geq 32 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 16 \text{ cm}^2/\text{m}$ en cada cara

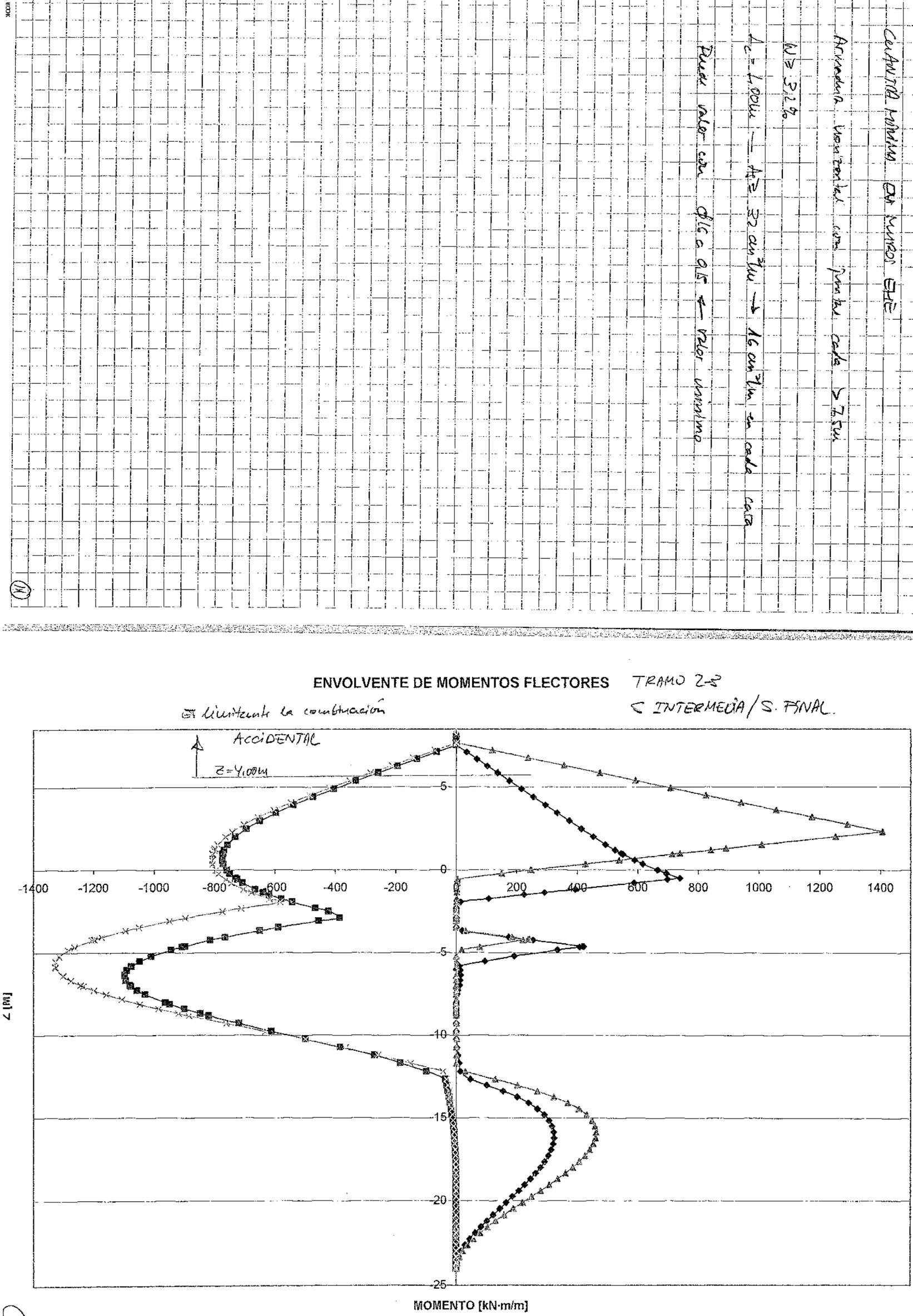
Diam. mín. con $\phi 16$ a 0,15 ← diam. mínimo

(14)

NOTE BOOK

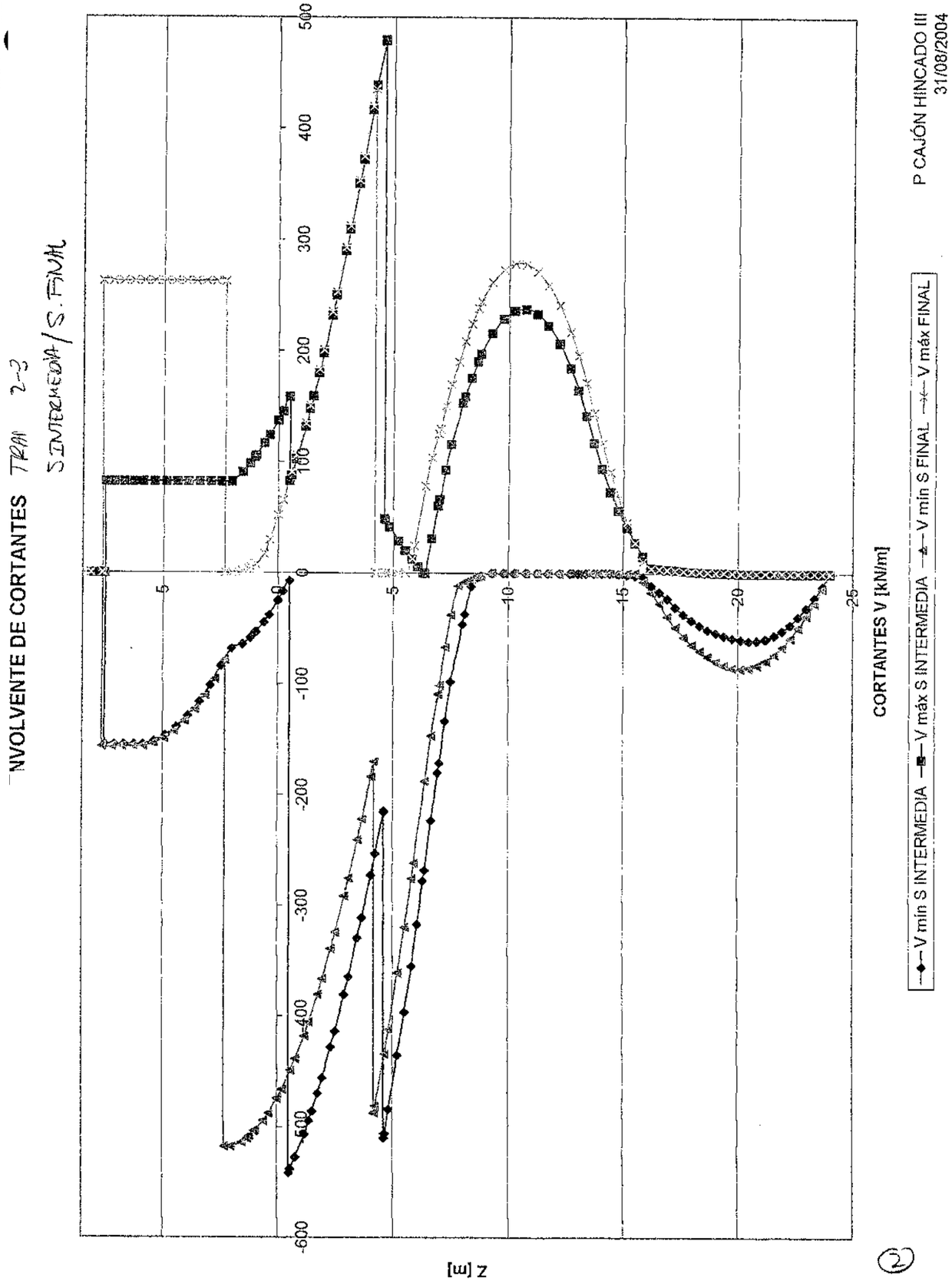
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES TRAMO 2-3

El incluye la combinación ACCIDENTAL < INTERMEDIA / S. FINAL.



(24)

P CAJÓN HINCADO III



(2)

Cau Turia 1-Sept-2004

NOTAS DE ARMADO

I) FLEXIÓN

Ia) INTRADÓS

- Pico de momento $m_k = 1826,2$ KN·m/m

$m_d = 1989,5$ KN·m/m

$h \geq 63,10$ cm/m

En todo un batache de 5,0m $A_s \geq 315,5$ cm² → 30Φ32 + 15Φ25

A_s disp = 63,0 cm²/m $m_{rd} = 2063,53$ KN·m/m ($\xi_{cu} = 1,04$)

$x = 0,284d$ → Falla dúctil Falla por el hormigón con el acero plastificado a $\varepsilon_s > \varepsilon_y$

- Momento último con 30Φ25

$A_s = 29,459$ cm²/m

$m_{rd} = 1081,90$ KN·m/m, $m_{rd,k} = 721,3$ KN·m/m

Si bien $m_{rd} \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -9,50$ m a partir de este pto anclaje + decalaje 1 Φ25 Φ25 que deben llegar hasta

$z = -9,50 - \frac{1,0}{b} - \frac{1,0}{d} - \frac{0,5}{\varepsilon} = -12,0$ m

- Momento último con 30Φ25 + 15Φ25

$A_s = 44,181$ cm²/m

$m_{rd} = 1502,6$ KN·m/m; $m_{rd,k} = 1001,7$ KN·m/m

Si bien $m_{rd} \leq 1000$ KN·m/m para $z \leq -9,50$ m, los Φ32 deben llegar hasta $z = -9,50 - \frac{1,0}{b} - \frac{1,0}{d} - \frac{0,5}{\varepsilon} = -11,50$ m

(45)

NOTE BOOK

- Momento último con 30 ϕ25

As = 29,454 cm²/m

μu = 1087,90 KN.m/m; μuk = 721,3 KN.m/m

Si hago μuk ≤ 720 KN.m/m para z ≥ 3,00m muy alto

- Momento último con 30 ϕ25 + 10 ϕ25

As = 29,272 cm²/m

μu = 1348,51 KN.m/m, μuk = 899, KN.m/m

Si hago μuk ≤ 879 KN.m/m para z ≥ 4,00m a partir de este pto anclaje + anclaje de los ϕ25 que deben llegar hasta

z = 4,00 + 1,50 + 2,00 + 0,50 = 4,00m (OK)

lo entra en la zona limitante de la combinación por Punzonamiento

- Momento último con 30 ϕ32 + 10 ϕ25

As = 38,07 cm²/m

μu = 1921,15 KN.m/m; μuk = 1280,77 KN.m/m

Si hago μuk ≤ 1280 KN.m/m para z ≥ -9,5m, los ϕ25 que llegan hasta z = -4,50 + 2,00 + 2,00 + 0,50 = -2,00m

Ej centro el solape en z = -3,0m ← OK!

- Momento último con 20 ϕ25

As = 19,635 cm²/m

μu = 734,82 KN.m/m; μuk = 489,92 KN.m/m

Si hago μuk ≤ 485 KN.m/m para z ≤ -11,0m a partir de este pto anclaje + anclaje de los ϕ25 que deben llegar hasta

z = -11,0 - 2,0 - 2,0 - 0,50 = -13,50m (OK)

NOTE BOOK

16) TRANSV

- Pico de momento μuk = 1406,67 KN.m/m

μud = 2110,01 KN.m/m

As ≥ 67,90 cm²/m

En todo el batache de 5,0m; As ≥ 339,5 cm² ← 30 ϕ32 + 20 ϕ25

As,disp = 67,887 cm²/m, μun = 2201,5 KN.m/m (CSA = 1,04)

X = 0,206d ← Falla dúctil Falla por el hormigón con el acero plastificado εc > 2εy

- Momento último con 25 ϕ25

As = 24,545 cm²/m

μu = 909,62 KN.m/m; μuk = 606,4 KN.m/m

Si hago μuk ≤ 605 KN.m/m para z ≤ -4,00m a partir de este pto anclaje de ϕ25 que deben llegar a

z = -4,00 - 2,00 - 2,00 - 0,50 = -3,50 — Aquí cambia z = -4,00m

- Momento último con 20 ϕ25 + 20 ϕ25

As = 49,09 cm²/m

μu = 1653,50 KN.m/m; μuk = 1102,33 KN.m/m

Si hago μuk ≤ 1100 KN.m/m para z ≥ 3,50 m (Muy alto.)

— Hay que solapar los 6 ϕ32 + 4 ϕ25 pmd

II) CORTANTES

- Pilar de cortante: $V_{rk} = 528$ KN/m

  $V_d = 807$ KN/m

$A_s = 6\Phi 32 + 4\Phi 25$ $A_s = 67{,}9\ cm^2/m$

$A_d = 17{,}18\ cm^2/m$ en todo un bataclan de 5 cm

En todo un bataclan de 5 cm $A_d = 85{,}9\ cm^2/m$

Tomando planos cs 0,15 c 5 ramas/plano → 4,61 cm^2/barra

2 cuadros con $\Phi 16$

- Cortante ciclónico con Pramas $\Phi 12$ c 0,15

$A_d = 12{,}064\ cm^2/ml/m$ | $V_{u2} = 636{,}22$ KN/m

$A_s = 24{,}545\ cm^2/m$ | $V_{u1} = 424{,}15$ KN/m

Si tiene $V_{rk} \leq 420$ KN/m para $z = 6{,}00$ m (Ordinaria disminuye en V_k cuando $z \neq 6$)

NOTE BOOK

III) PUNZONAMIENTO EHE

Carga máxima puntal $u_k = 780{,}4$ KN/m

$N_d = 1{,}50 \times 2{,}50\,m \times 780{,}4$ KN/m $= 2926{,}5$ KN / puntal

Esfuerzo máximo de punzonamiento

$$\frac{F_{sd}}{u_0 \cdot d} \leq f_{1cd}\ ;\quad f_{1cd} = 0{,}30 \cdot f_{cd} = 0{,}30 \cdot \frac{25}{1{,}50} = 5{,}0\ MPa$$

Placa de apoyo del puntal: $0{,}75 \times 0{,}75$ — $u_0 = 3{,}00$ m

$d = 0{,}85$ m (del lado seguro)

Sustituyendo valores

$$\frac{2{,}93\ KN}{3{,}10 \cdot 0{,}85\ m^2} = 1{,}15\ MPa \ll 5{,}0\ MPa$$ (OK)

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO:

$b_0 = u_1$

$A_s = A_{sw}/s$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$$F_{sd} \cdot u_1 \leq 0{,}5 \cdot d \cdot u_1 \cdot d$$

$d = 0{,}85$ m (del lado seguro)

$\tau_{rd} = 0{,}12 \cdot \xi \, (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$

$F_{sd.ef} = 2936{,}5\,kN = 2{,}93\,MN$

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{850}} = 1{,}485$

$A_{sx} = 2\phi 20 \text{ a } 0{,}15 \qquad A_{sx} = 41{,}89\ cm^2/m \qquad \rho_x = 0{,}004189$

$A_{sy} = \underbrace{6\phi 32 + 6\phi 32 + 2\phi 25}_{\text{del lado seguro}} = 106{,}2\ cm^2/m \qquad \rho_y = 0{,}01106$

con lo cual $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0{,}00667$

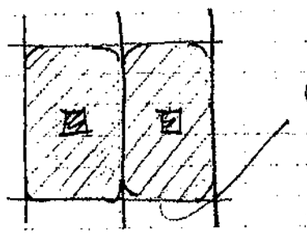
Sustituyendo valores

$\tau_{rd} = 0{,}12 \cdot 1{,}485 \, (100 \cdot 0{,}00667 \cdot 25)^{1/3} = 0{,}455\ MPa$

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario que U_1 cumpla

$$U_1 \geq \frac{F_{sd.ef}}{\tau_{rd} \cdot d} = \frac{2{,}93\ MN}{0{,}455\ MPa \cdot 0{,}85\,m} = 7{,}58\,m$$

Perímetro crítico



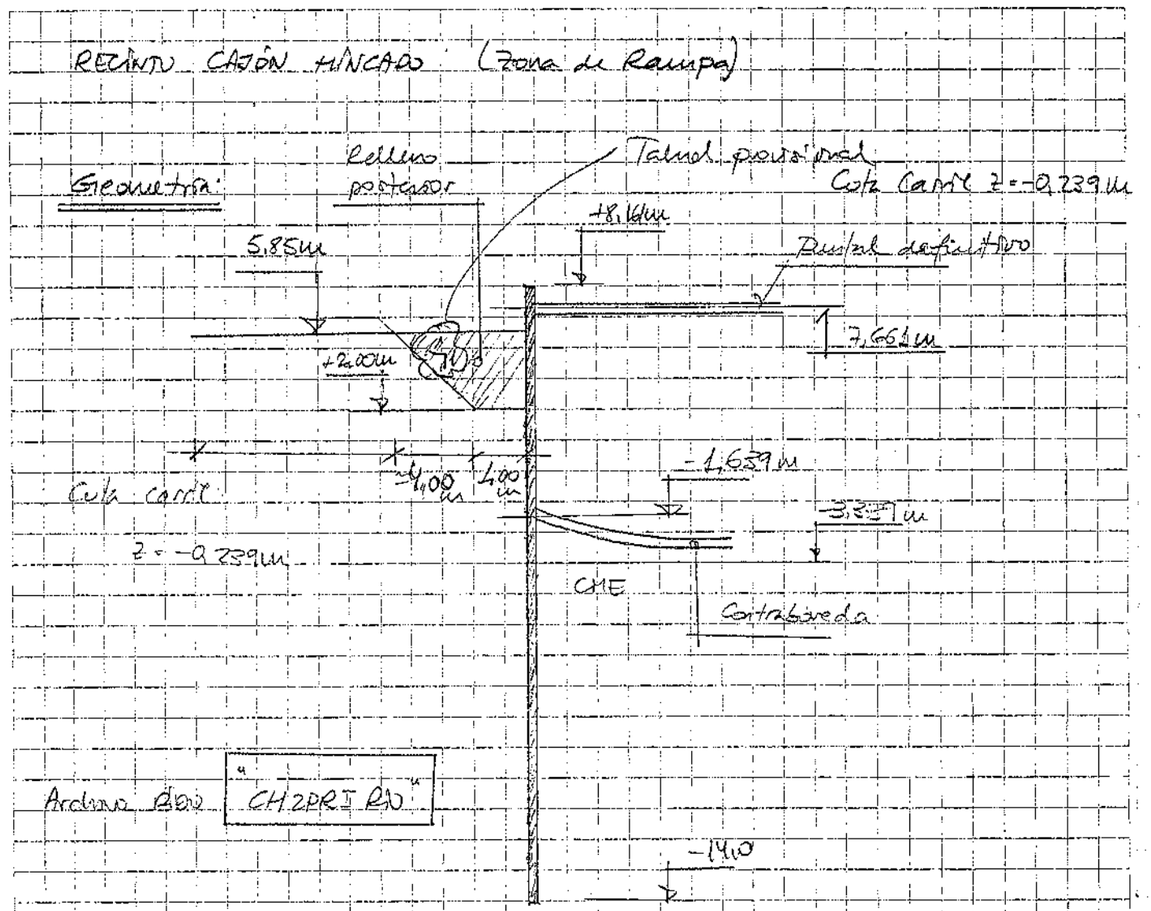
$U_{crítico} = 8{,}73\,m > U_1$

↑ No hace falta armadura de punzonamiento

Obs: A partir de las dos superficies de rotura en una viruta, el mecanismo resistente es el cortante vertical de las pantallas. El ELU de cortante está garantizado con la armadura dispuesta (cuando se descontala si hay riesgo de punzonamiento, y ese es el caso que aquí se calcula)

NO HACE FALTA ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

RECINTO CAJÓN HINCADO (Zona de Rampa)



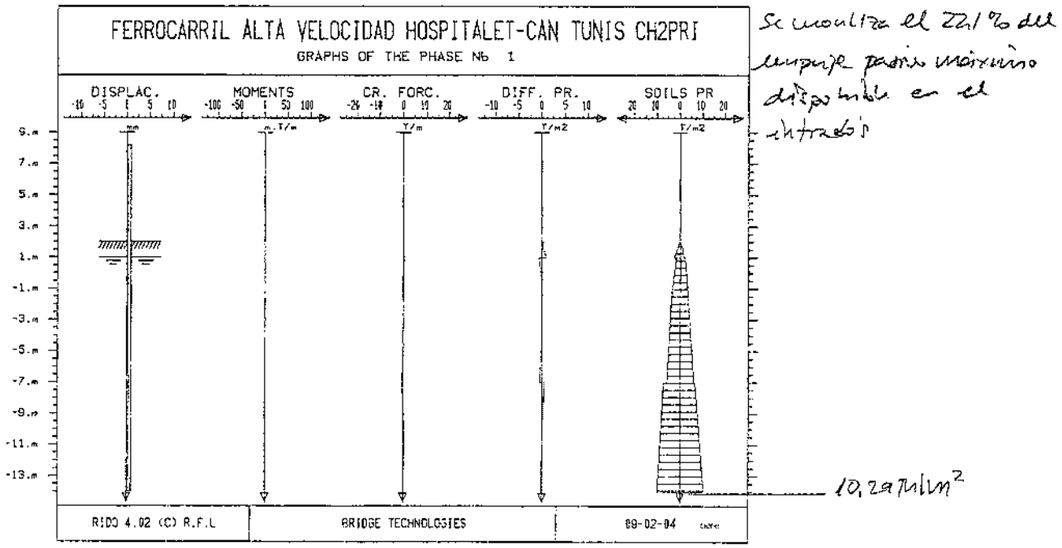
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CH2PRI *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* 0.5m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* RAMPA PARA LA CONSTRUCCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION INICIAL PK 707+740
8.161
-14.0 1.0^3*2.726E6/12
5.85
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.0
EXC(2) 2.0
SUB(1,1) 2.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 2.0 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 2.0 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 2.0 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 2.0 4.0 5.0 8.0
SUB(1,1) 2.0 5.0 35.0 9.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -14.0 13.0
WAT(2) -4.5 0.0
WAT(2) -14.0 10.0
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO DE MUROS, PUNTALES DEFINITIVOS
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 7.661 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -3.339
CAL
* ETAPA 3: EJECUCION SOLERA Y RELLENO HASTA REPOSICION DEL TERRENO
* NATURAL
STR -1.639 1.0 0.0 0.0 130000
BAC(1) 5.85 0.5
2.00 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.0 0.0 1000
SUB(1) 5.85 0.0 35.0 1.0
CAL
* ETAPA 4: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -14.0 14.0
WAT(2,1) -1.65 0.0 2.0
WAT(2) -14.0 14.0
CAL
* ETAPA 5 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,2)
STR -1.639 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
```

```
EVP
STOP
```

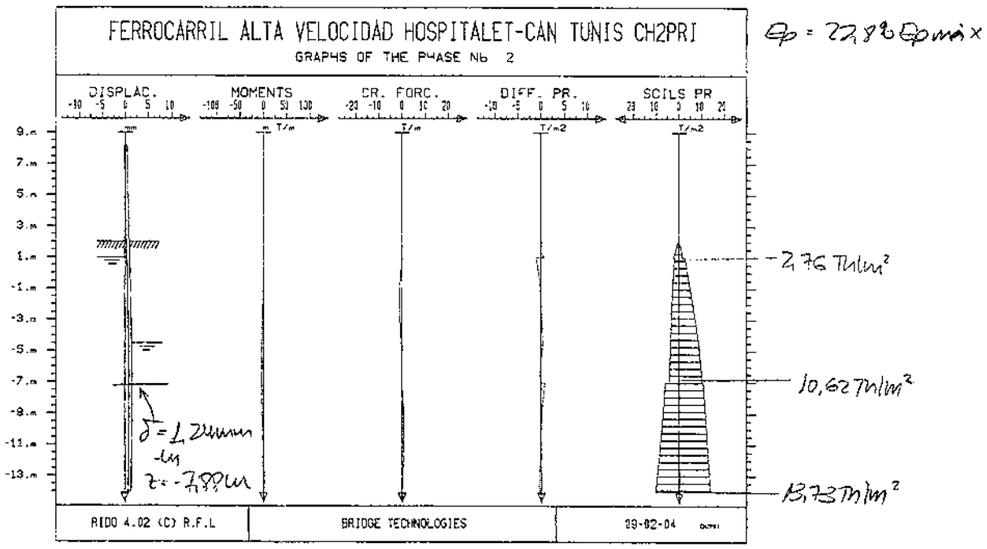
PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL RECINTO DEL CAJÓN HINCADO (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN INICIAL TRAMO DE RAMPA 706+740

EXCAVACIÓN SIN NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

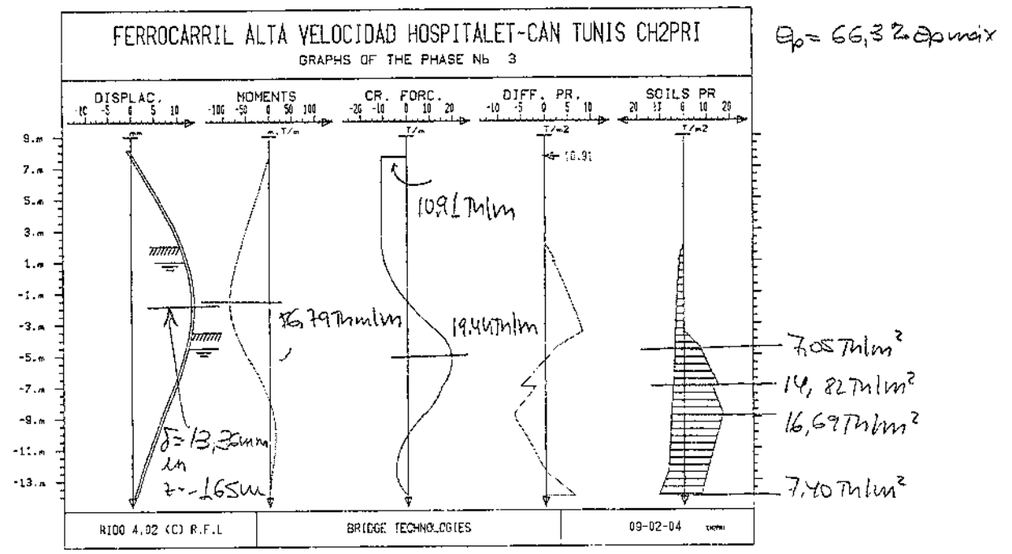
ESTADO PREVIO:



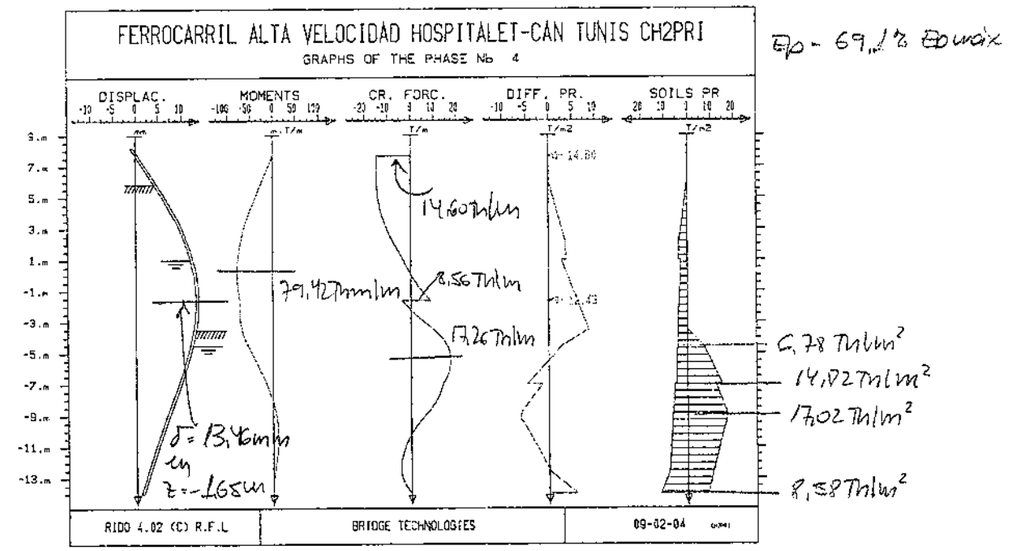
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



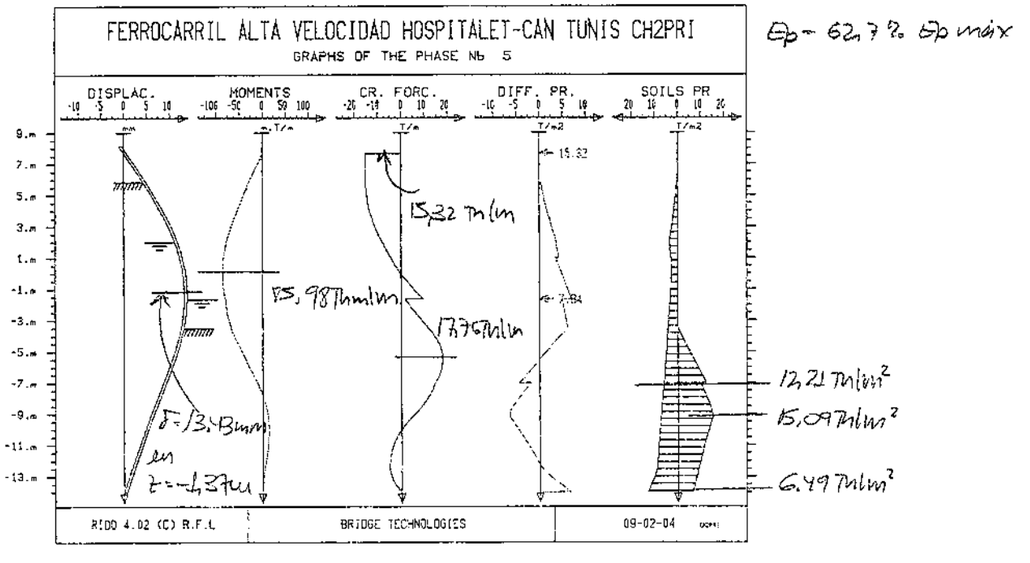
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+7.661 m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA Y REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL.

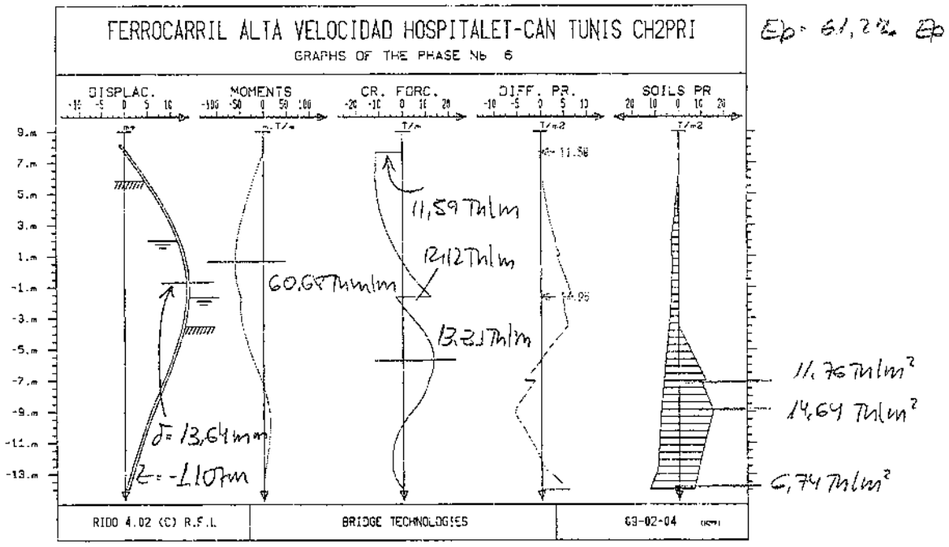


SUBIDA DEL N.F:



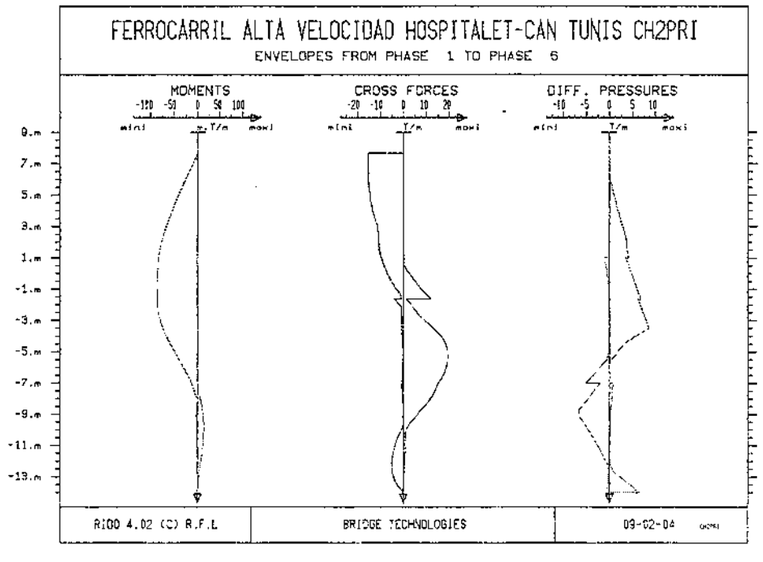
Ep= 62,7 % Ep max

FLUENCIA:



Ep= 61,2 % Ep max

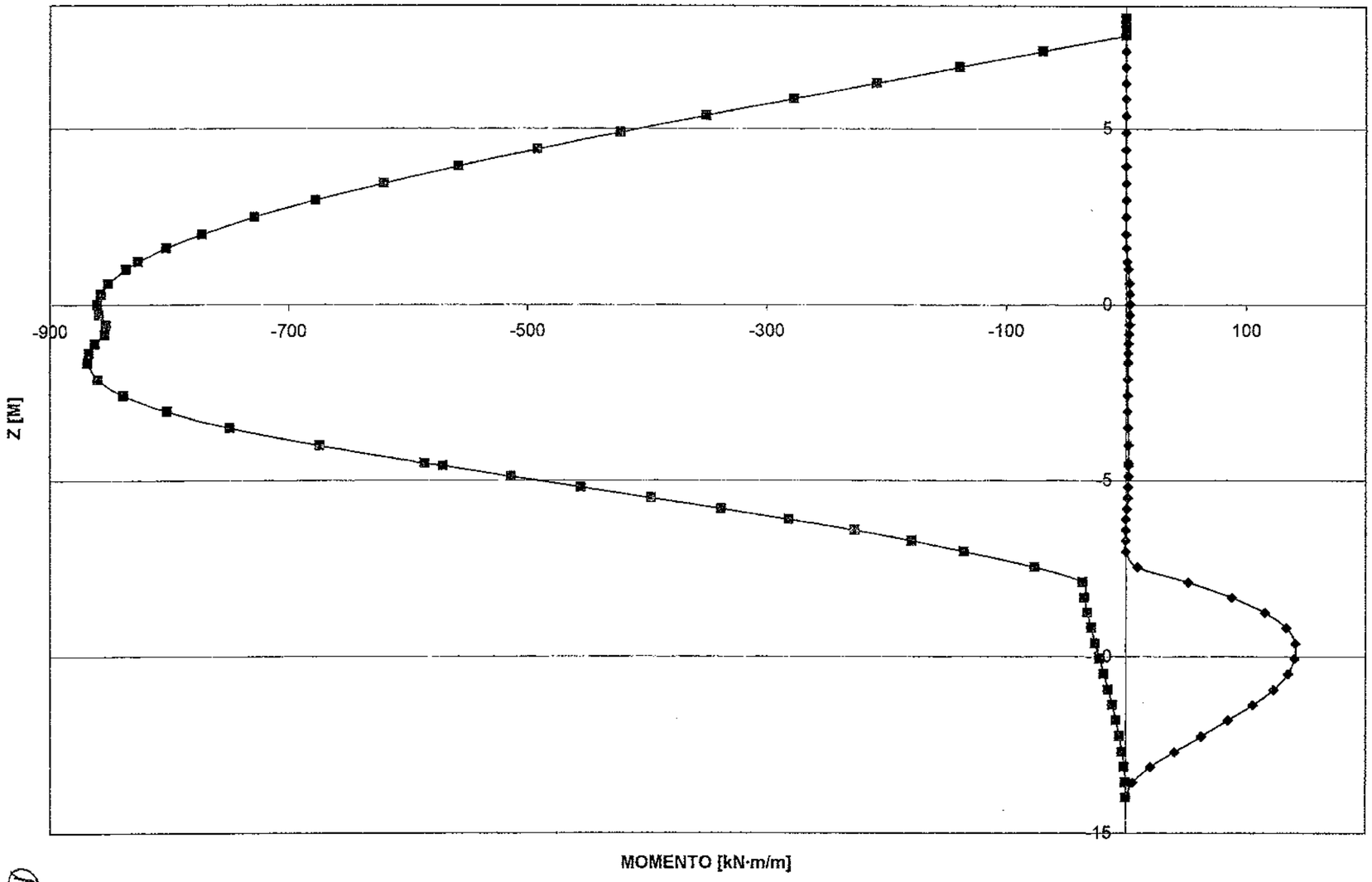
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES (S. INICIAL TRAMO RAMPA)

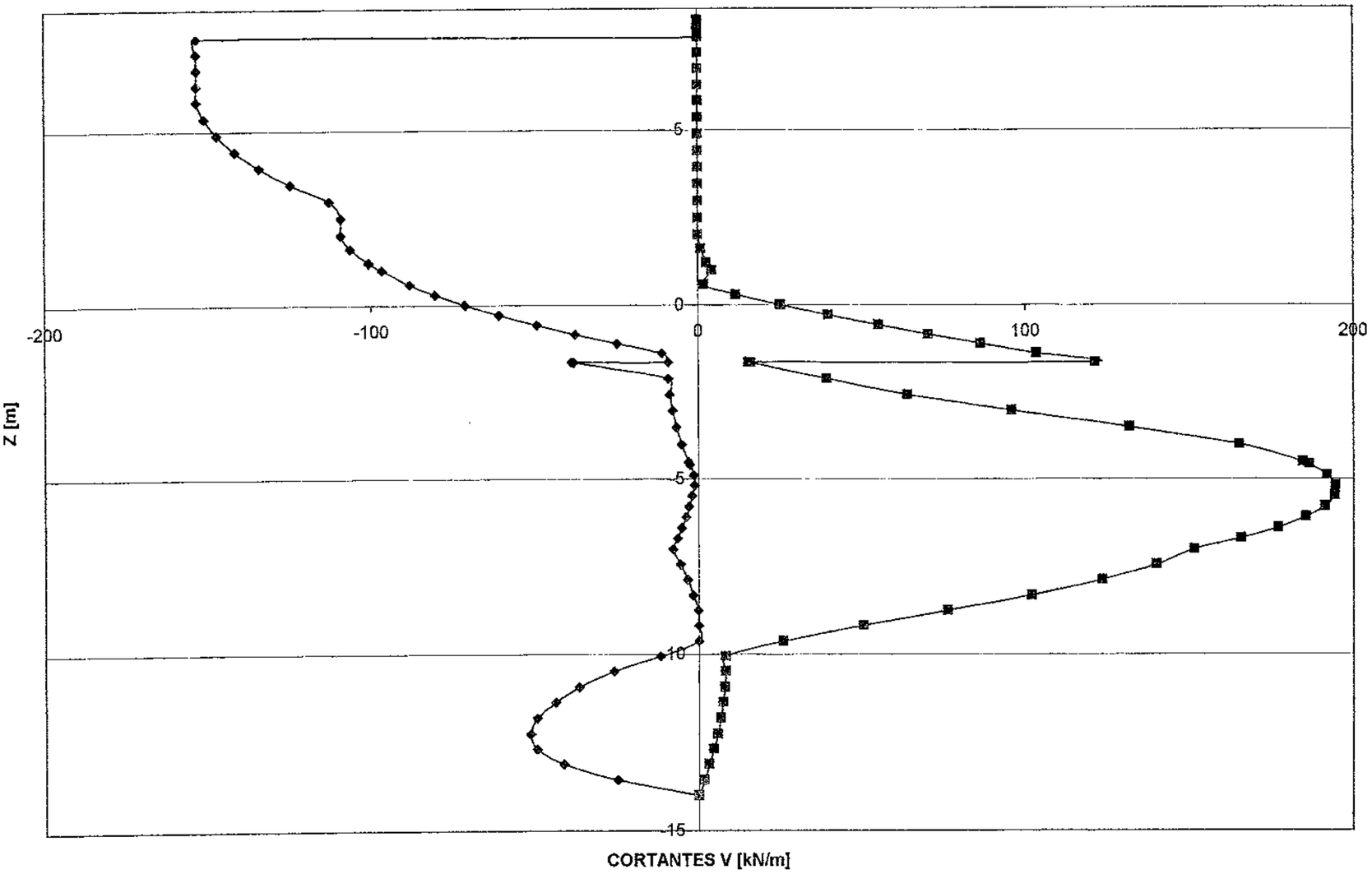
(Valores característicos)



P CAJÓN HINCADO III
01/09/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES S. INICIAL TRAMO RAMPA

(Valores característicos)



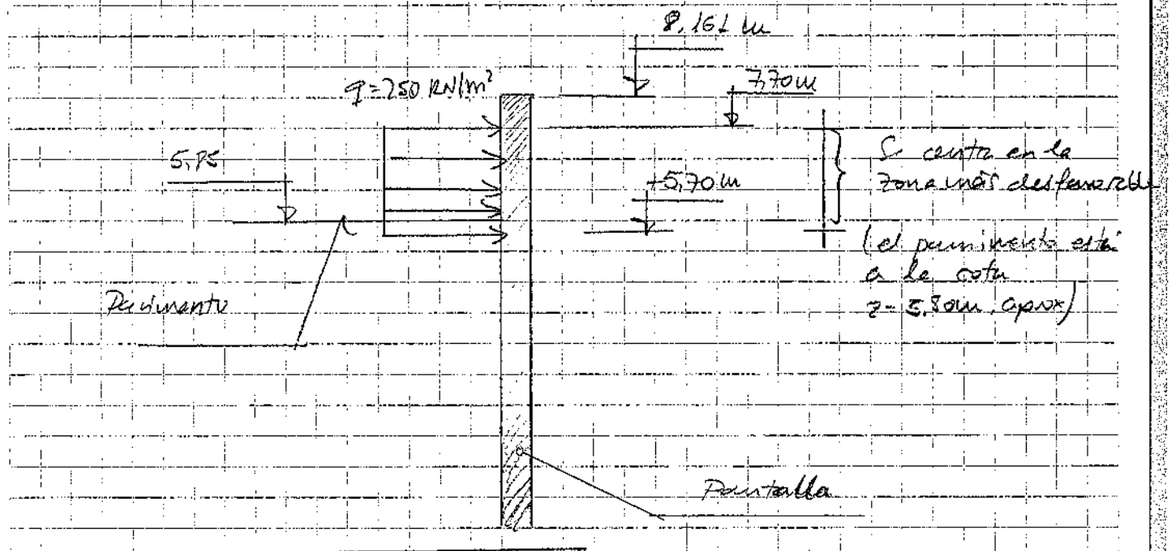
P CAJÓN HINCADO III

Can Tunis 21-Ago-2004

IMPACTO DE VEHÍCULOS CONTRA EL MURO

Impacto de un vehículo contra la estructura (Situación accidental)

(Ver psicinal anteriores)



Se aplica como una carga uniforme en las pantallas

Ver comparación de resultados en hojas EXCEL adjuntas

COMB: 1,00(Empuje tierras + E agua) + 1,00 Impacto ACCIDENTAL

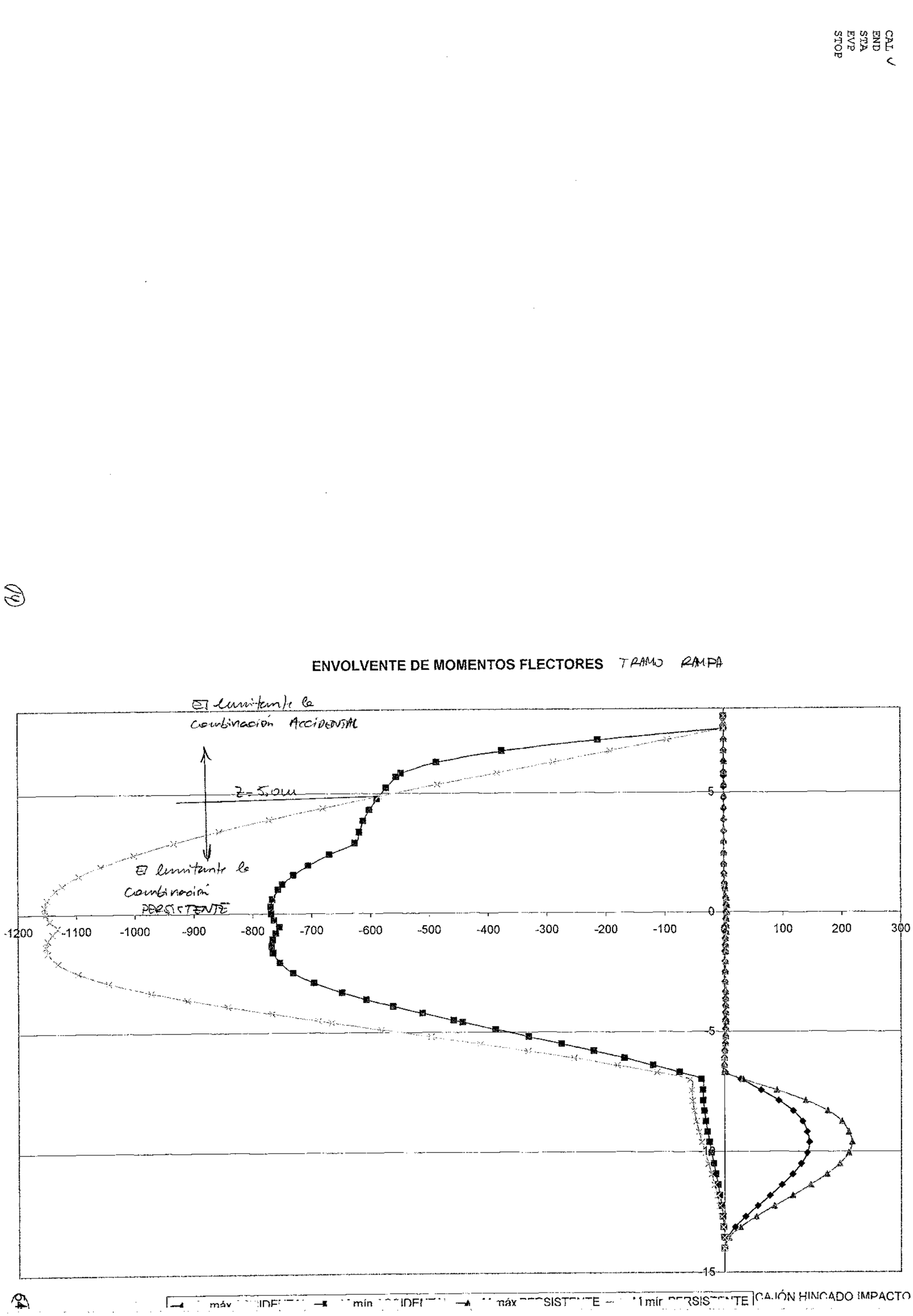
COMB 1,50(Empuje tierras + E agua) PERSISTENTE

NOTE BOOK

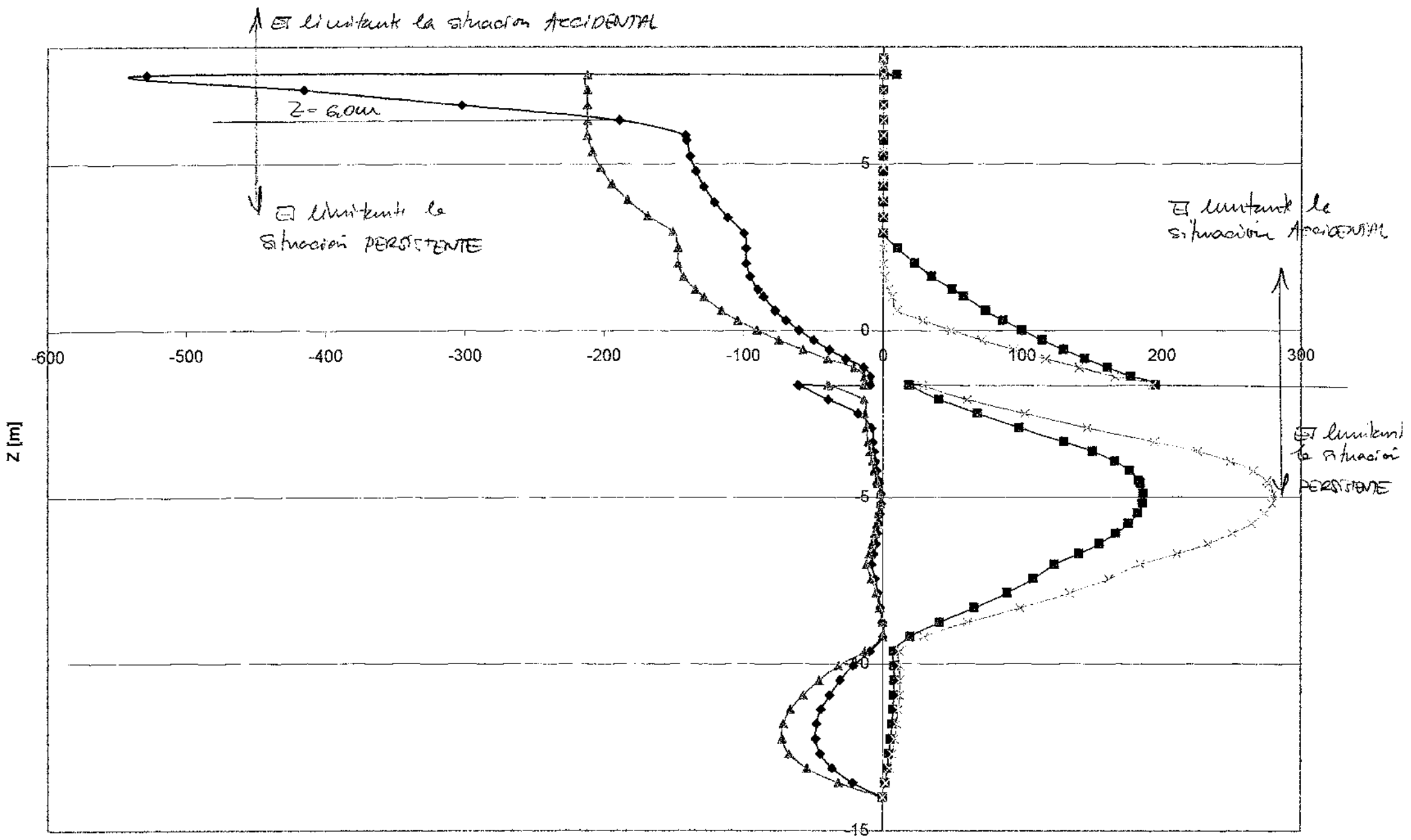
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CH2PRII *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO SIN PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* RAMPA PARA LA CONSTRUCCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION INICIAL PK 707+740 FRENTE A IMPACTO
8.161
-14.0 1.0^3*2.726E6/12
5.85
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.0
EXC(2) 2.0
SUB(1,1) 2.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 2.0 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 2.0 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 2.0 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 2.0 4.0 5.0 8.0
SUB(1,1) 2.0 5.0 35.0 9.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -14.0 13.0
WAT(2) -4.5 0.0
WAT(2) -14.0 10.0
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO DE MUROS, PUNTALES DEFINITIVOS
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 7.661 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -3.339 -3,50
CAL
* ETAPA 3: EJECUCION SOLERA Y RELLENO HASTA REPOSICION DEL TERRENO
* NATURAL
STR -1.639 1.0 0.0 0.0 130000
BAC(1) 5.85 0.5
2.00 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.0 0.0 1000
SUB(1) 5.85 0.0 35.0 1.0
CAL
* ETAPA 4: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -14.0 14.0
WAT(2,1) -1.65 0.0 2.0
WAT(2) -14.0 14.0
CAL
* ETAPA 5 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,2)
STR -1.639 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
* ETAPA 6: IMPACTO
LOA 7.7 5.7 25 25v
```

CAL ✓
END
STA
EVP
STOP

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES TRAMO RAMPA



ENVOLVENTE DE CORTANTES TRAMO RAMPA

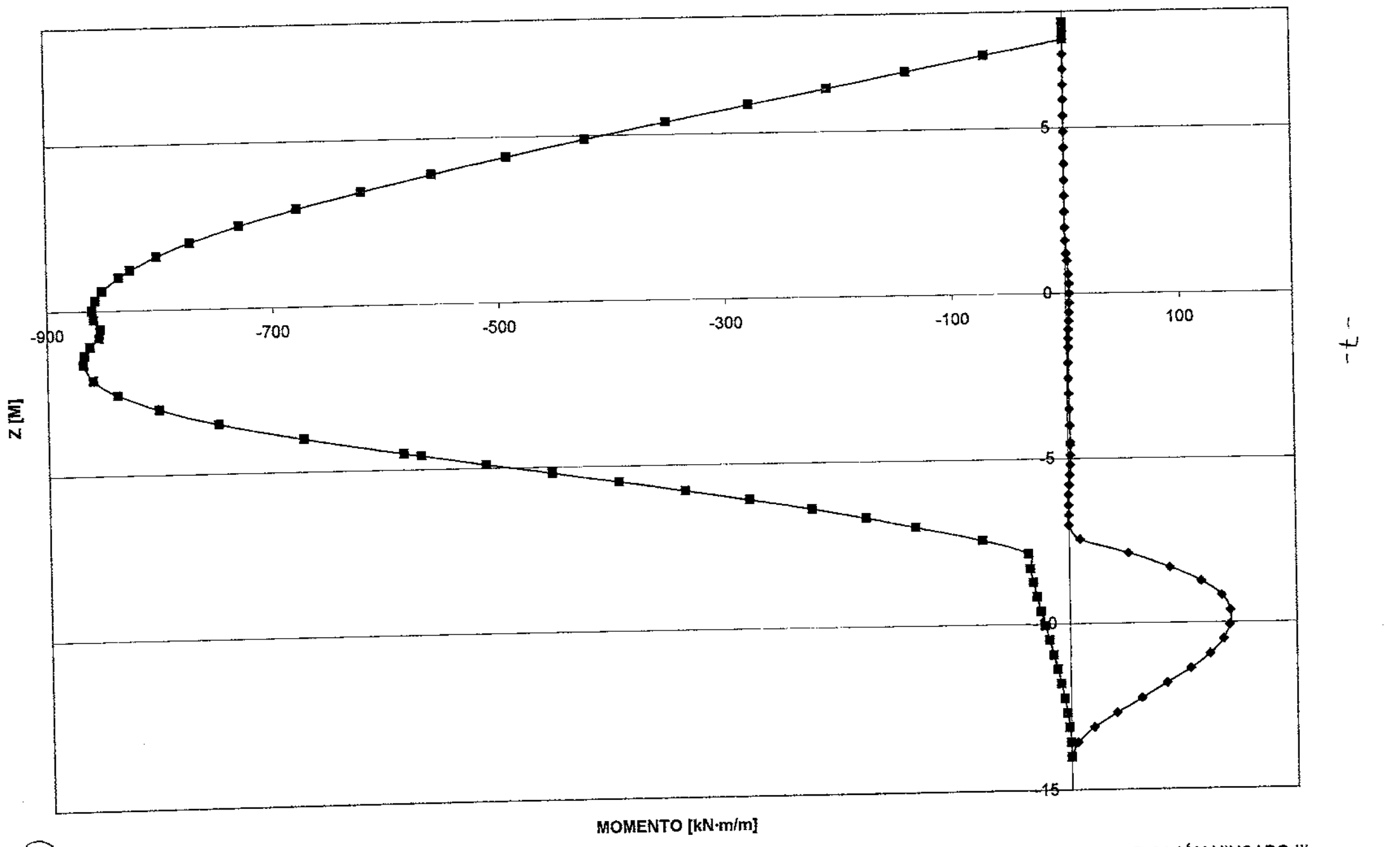


CORTANTES V [kN/m]

V mín ACCIDENTAL — V máx ACCIDENTAL — V mín PERSISTENTE — V máx PERSISTENTE

CAJÓN HINCADO IMPACTO
01/09/2004

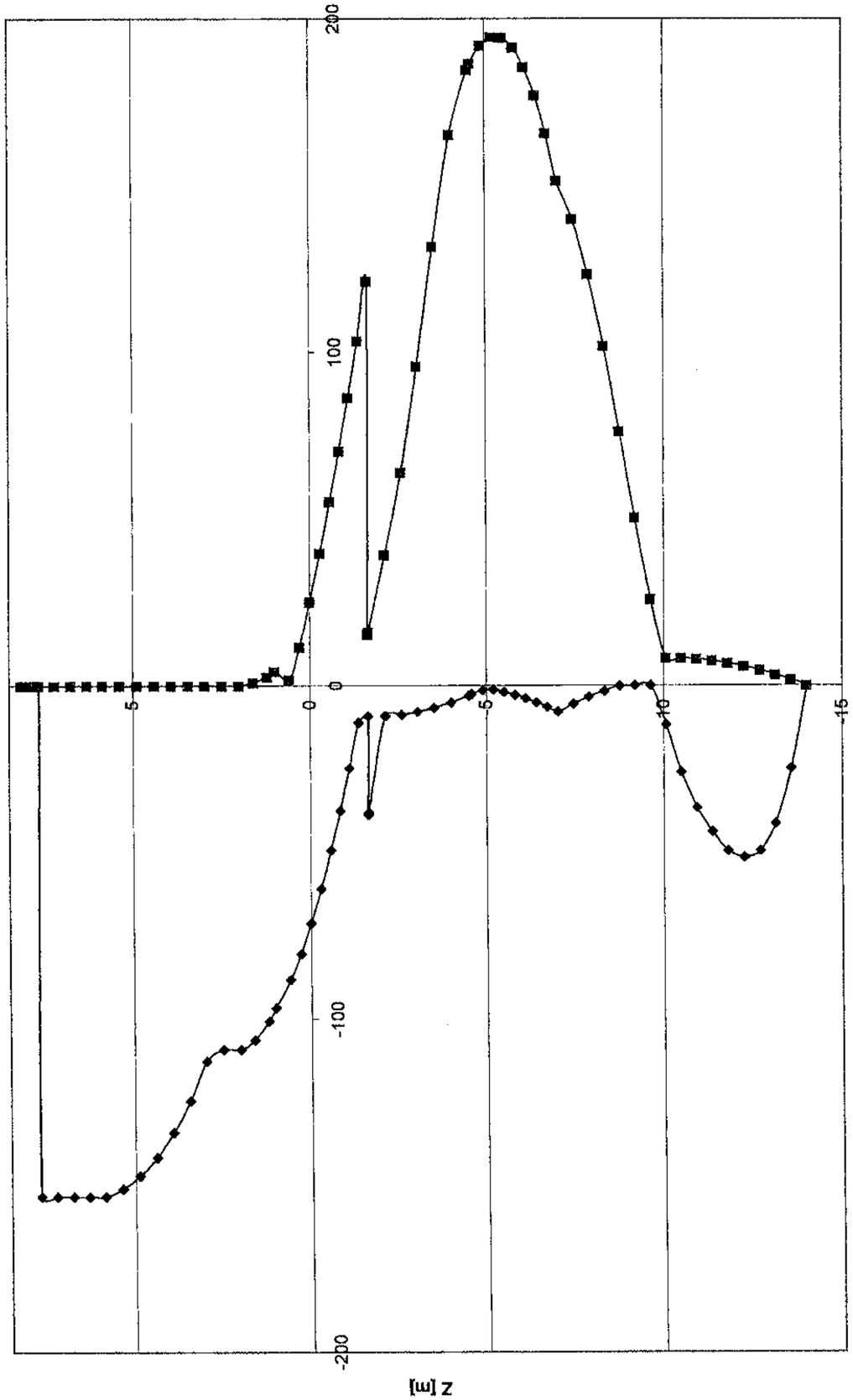
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES TRAMO RAMPA



MOMENTO [kN·m/m]

M máx S INTERMEDIA — M mín S INTERMEDIA — M máx S FINAL — M mín S FINAL

P CAJÓN HINCADO IMPACTO
01/09/2004



2

can Tunis

1-Sept-2004

NOTAS DE ARMADO

I/ FLEXIÓN

IIa/ INTRADÓS

• Pico de momento $m_K = 867,9$ KN·m/m

$m_d = 1304,9$ KN·m/m

$A_s \geq 40,62$ cm²/m

En todo un batache de 5 cm $A_s \geq 203,1$ cm² → 30φ25 + 15φ25

$A_{s\,disp} = 44,181$ cm²/m $m_{in} = 1502,60$ KN·m/m ($\gamma_{SA} = 1,15$)

$X = 0,199\,d$ → Fallo dúctil, Fallo por el acero

• Momento último con 30φ25

$A_s = 29,454$ cm²/m

$m_u = 906,40$ KN·m/m $m_{u,K} = 604,3$ KN·m/m

Si tiene $m_K = 600$ KN·m/m para $z = -4,50$ m, a partir de este pto — anclaje + longitud de refuerzo, grafo obtenemos que $z = -4,50 - 1,0 - 1,0 - 0,50 = -7,00$ m

• Momento último con 30φ25 + 16φ25

$A_s = 39,272$ cm²/m

$m_u = 1348,56$ KN·m/m ; $m_{u,K} = 899,01$ KN·m/m

Si tiene $m_K = 899$ KN·m/m para $z = 1,00$ m, los φ25 deben llegar hasta $z = 1,0 + 1,0 + 1,0 + 0,50 = 3,50$ m,

Las barras se llevan hasta $z = 4,00$ m

(*) Esto por debajo de la limitación por IMPACTO

(OK!)

36

NOTE BOOK

Ib) TRASDÓS

Bco de momento: $M_K = 141,06$ KN·m/m

$M_d = 211,6$ KN·m/m

$A_s \geq 6,9$ cm²/m ← Lo debe disponer la cuantía mínima a flexión → 20 φ25 (4 φ25 para el batedor)

NOTA TRASDÓS

· Momento último con 4 φ25 para

$A_s = 19,63$ cm²/m) $M_u = 734,13$ KN·m/m ; $M_{u,min} = 489,42$ KN·m/m

Si tiene $M_K \leq 735$ KN·m/m para $z \leq -5,00$ m a partir de este pto — empalme + anclaje de Col φ25 que deben llegar hasta

$z = -5,10 - \frac{1,0}{2} - \frac{1,0}{2} - 0,5 = -7,60$ ← Si llegan hasta $z = -8,0$ m

II) CORTANTES

· Axo de cortante $V_K = 194,39$ KN/m

$V_d = 291,59$ KN/m

$A_s = 19,63$ cm²/m ← como mínimo

$A_\alpha \geq 2,29$ cm²/m/m

Cuantía mínima a cortante $A_\alpha \geq \frac{f_{cd}}{f_{yd,\alpha}} b_0 \, 0,02 = \frac{25/1,5}{400} 1,0 \, 0,02$

$A_\alpha \geq 8,33$ cm²/m/m

Si disponen 8 ramas φ12 a 0,15 (en bebeda de 5 cm)

— $A_\alpha = 12,064$ cm²/m/m (Ok!)

· Cortante máximo para la hipótesis de IMPACTO

$V_K = 528,83$ KN/m ← del lado seguro de la tomada en el $V_d = 792,25$ KN/m ← pie del apoyo

$A_s = 8$ φ25 ; $A_s = 39,272$ cm²/m ← armadura en tracción

$A_\alpha \geq 17,21$ cm²/m/m — en 5 cm — $A_\alpha = 86,55$ cm²/m / 5 cm

Tomando planos: 0,15 de 8 barras / plano → 4,622 cm² / barra

Se cubre con φ16

Cortante último con 8 ramas φ12

$A_\alpha = 12,064$ cm²/m/m → $V_{u2} = 651,9$ KN/m

$A_c = 6$ φ25 como mínimo $A_c = 29,454$ cm²/m

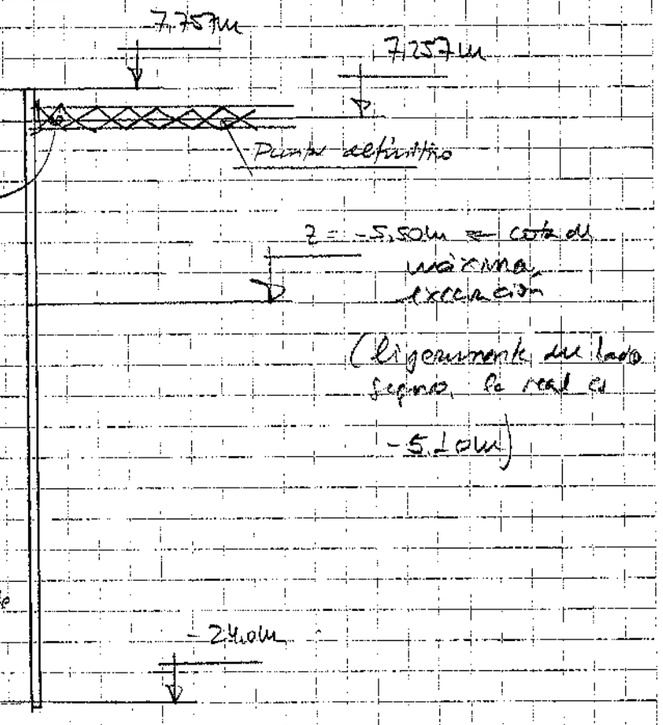
$V_{u,k} = 435$ KN/m ← Cortante último en valor característico

Si tiene $V_K \leq 435$ KN/m para $z \leq 6,50$ (Indicar disposición de 4ª capa último) — A partir de este pto — ramas φ12

RECINTO CAJÓN HINCADO FRENTE

Máxima excavación sin necesidad de apuntalamiento

Archivo .RIBO: CH2FTR..RIO (Ver Recinto Cajón Hincado Sección Inicial)



(Las pantallas solo trabajan de forma provisional durante construcción e hincado del cajón)

Cota de máxima excavación Z = -5,50m (del lado seguro)

Una vez excavado y empujado el cajón este es rígido y será capaz de soportar los empujes de tierras y agua las pantallas podrán en función resistente

Mismas presiones de agua que en el Recinto del Cajón hincado Sección Inicial

(1)

Existe un tapón de fondo de Jet-Grouting que mejora las condiciones de excavación de las pantallas del frente

Se dispone en contratención, del lado seguro, puesto que el hinchamiento del núcleo del terreno tratado es bajo (ver informe adjunto)

Se, además, un cálculo conservador, pues en el momento de la máxima excavación está el cajón hincado apoyando rígido al apoyo de las pantallas

(2)

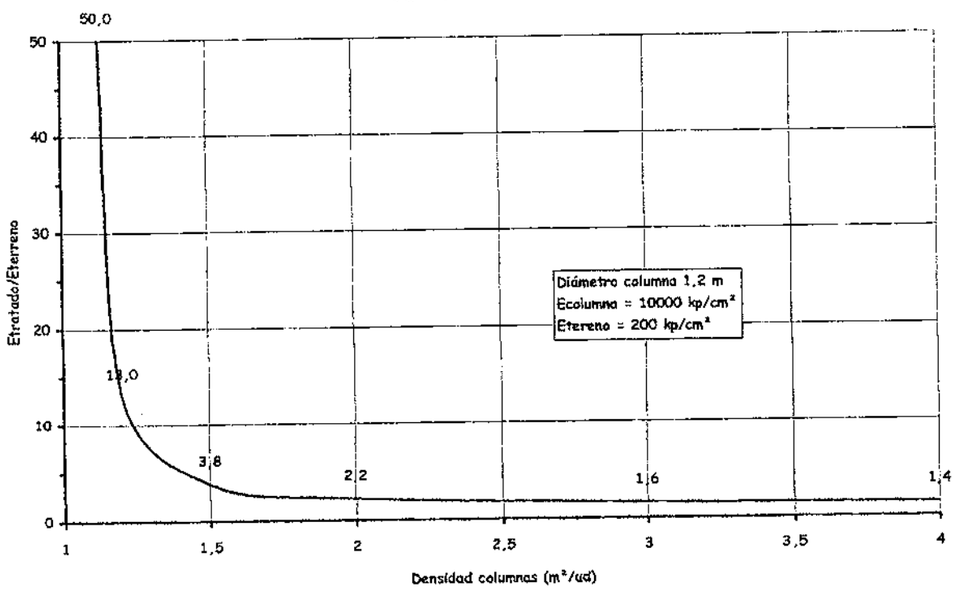
Para realizar una primera estimación de la efectividad del tratamiento a efecto de la deformabilidad del terreno tratado se puede ponderar el módulo de deformación como sigue:

$$\frac{S_{total}}{E_{tratado}} = \frac{S_{terreno}}{E_{terreno}} + \frac{S_{columna}}{E_{columna}}$$

La relación entre módulos del terreno tratado y el terreno natural para distintas densidades de tratamiento (ver figura adjunta) sería:

Densidad (m^2/ud)	$E_{tratado}/E_{terreno}$
1,13	5
1,50	3,8
2	2,25
3	1,6
4	1,4

INCREMENTO DEL MODULO DE DEFORMACIÓN DEL TERRENO TRATADO CON JET-GROUTING



En principio el incremento de rigidez anterior se puede aplicar directamente al módulo de balasto horizontal.

Para determinar esta relación con más precisión, y optimizar el diseño se necesitaría:

1. Conocer el módulo de deformación de la columna para el tipo de tratamiento realmente ejecutado.
2. Realizar un modelo complejo del terreno tratado para comprobar el grado de mejora en función de la densidad de tratamiento.

Fdo.: José Antonio Leira Velasco
Dpto Geotecnia

FCC CONSTRUCCION

NOTA INTERNA

DIRECCIÓN TÉCNICA
SERVICIO DE GEOTECNIA E INFRAESTRUCTURAS VIARIAS
DPTO. DE GEOTECNIA
C/ Acanto nº 22, Pl. 4ª - 28045 MADRID

Tlf: 91 - 385 90 00
Fax: 91 - 527 34 70

A: D. JOAQUIN ROURA (AVE Can Tunis)

De: JOSE ANTONIO LEIRA (DPTO. GEOTECNIA)

Copia a: D. GONZALO RAMOS (Bridges Technologies)

Fecha: 2 de agosto de 2004

Referencia: **Análisis mejora jet-grouting a efectos apoyo pantallas.**

En el pozo de ataque para la hinca del cajón del P.K. 707+660 se ha previsto un tratamiento parcial con jet-grouting, cuya finalidad es evitar el hundimiento del cajón durante el empuje.

Se ha suscitado la posibilidad de aprovechar este tratamiento como puntal profundo de las pantallas, extendiendo el tratamiento a toda la superficie del pozo. Las características del tratamiento supuestas hasta el momento son:

- Diámetro columna 1,2 m.
- Densidad tratamiento 1 ud cada 4 m^2.

En principio y a falta de ensayos específicos se podrían considerar los siguientes módulos de deformación:

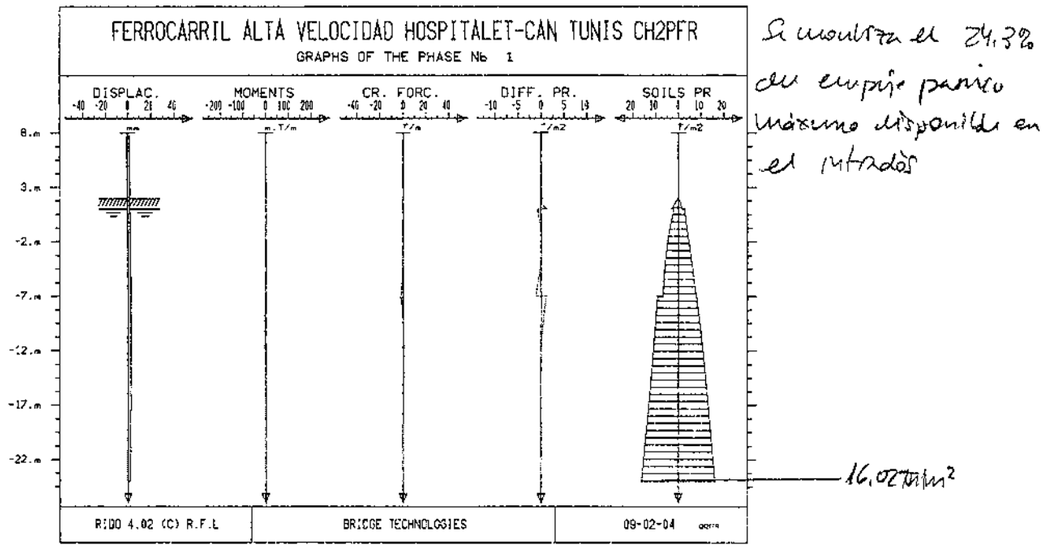
- Terreno material sin tratar: 200 kp/cm^2.
- Columna de jet-grouting: 10000 kp/cm^2.

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CH2PFR *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 SIN PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* RECINTO PARA LA CONSTRUCCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION INICIAL PK 707+660 MAXIMA PROFUNDIDAD DE
* EXCAVACION SIN APUNTALAMIENTO PROVISIONAL
7.757
-24.0 1.0^3*2.726E6/12
5.85
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.0
EXC(2) 2.0
SUB(1,1) 2.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 2.0 1.0 2.0 2.33
SUB(1,1) 2.0 2.0 3.0 3.66
SUB(1,1) 2.0 3.0 4.0 4.99
SUB(1,1) 2.0 4.0 5.0 6.32
SUB(1,1) 2.0 5.0 6.0 7.65
SUB(1,1) 2.0 6.0 7.0 8.98
SUB(1,1) 2.0 7.0 8.0 10.31
SUB(1,1) 2.0 8.0 9.0 11.64
SUB(1,1) 2.0 9.0 10.0 12.97
SUB(1,1) 2.0 10.0 11.0 14.30
SUB(1,1) 2.0 11.0 12.0 15.63
SUB(1,1) 2.0 12.0 13.0 16.96
SUB(1,1) 2.0 13.0 14.0 18.29
SUB(1,1) 2.0 14.0 15.0 19.62
SUB(1,1) 2.0 15.0 16.0 20.95
SUB(1,1) 2.0 16.0 17.0 22.28
SUB(1,1) 2.0 17.0 18.0 23.61
SUB(1,1) 2.0 18.0 19.0 24.94
SUB(1,1) 2.0 19.0 35.0 25.00
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -24.0 20.5
WAT(2) -8.0 0.0
WAT(2) -24.0 18.0
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO DE MUROS, PUNTALES DEFINITIVOS
* Y EXCAVACION HASTA Z=-5.5M
STR 7.257 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -5.5
CAL
* ETAPA 3: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

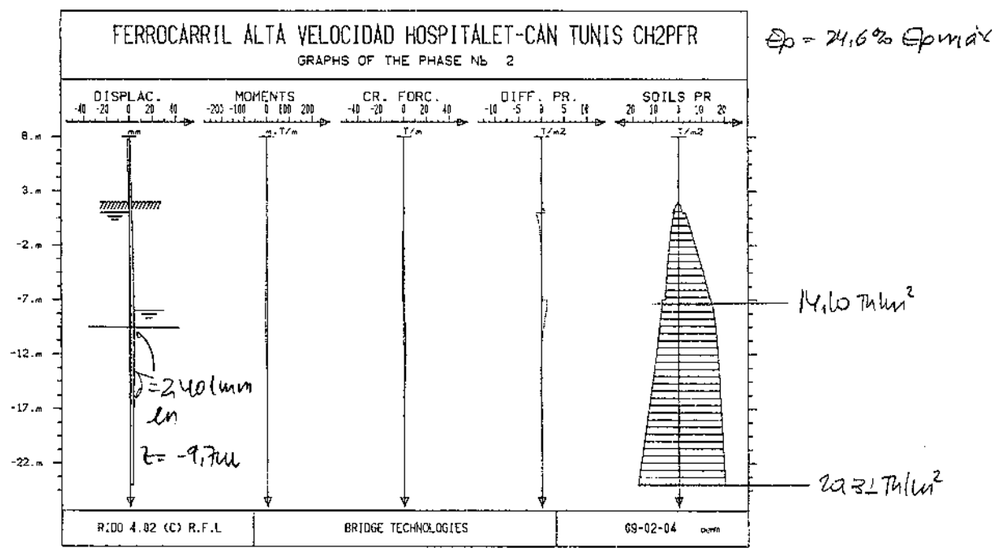
PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL RECINTO DEL CAJÓN HINCADO (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN INICIAL FRENTE DE EXCAVACIÓN DEL CAJÓN HINCADO 706+740

EXCAVACIÓN SIN NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

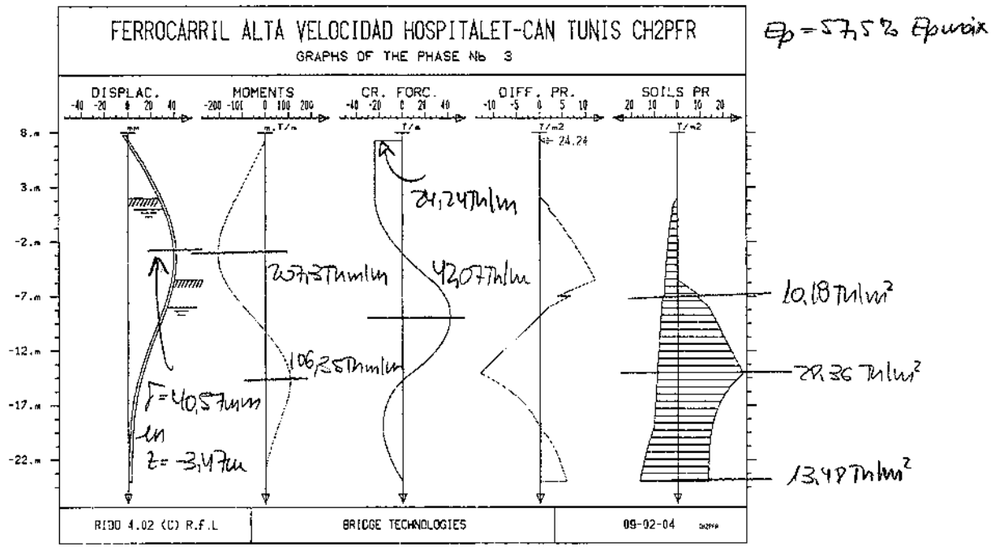
ESTADO PREVIO:



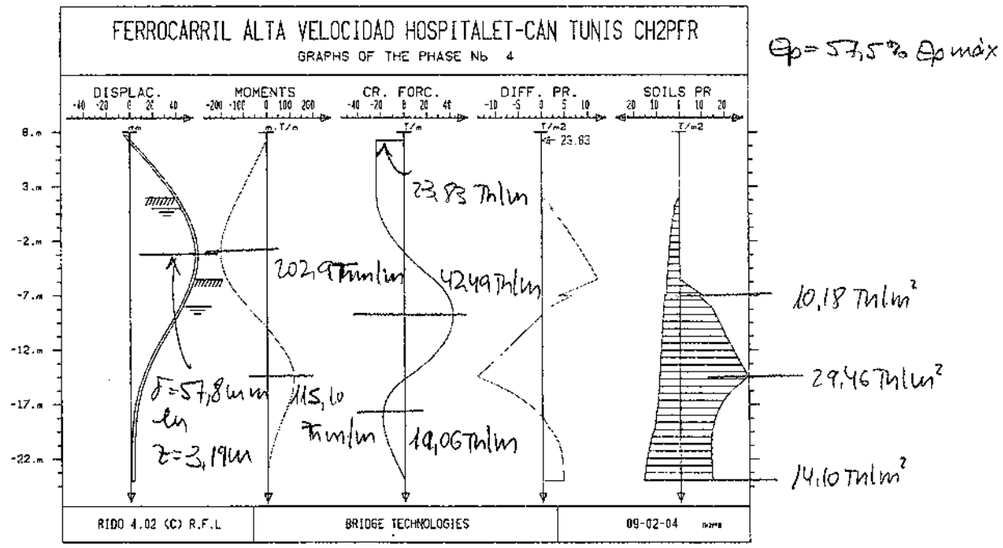
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



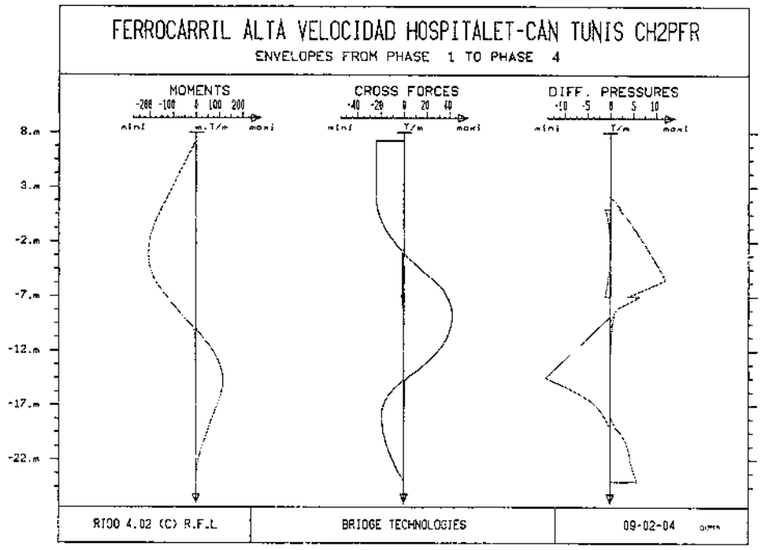
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+7.661 m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-5.50m (ES LA COTA MÍNIMA POR LA QUE DESLIZA EL CAJÓN).



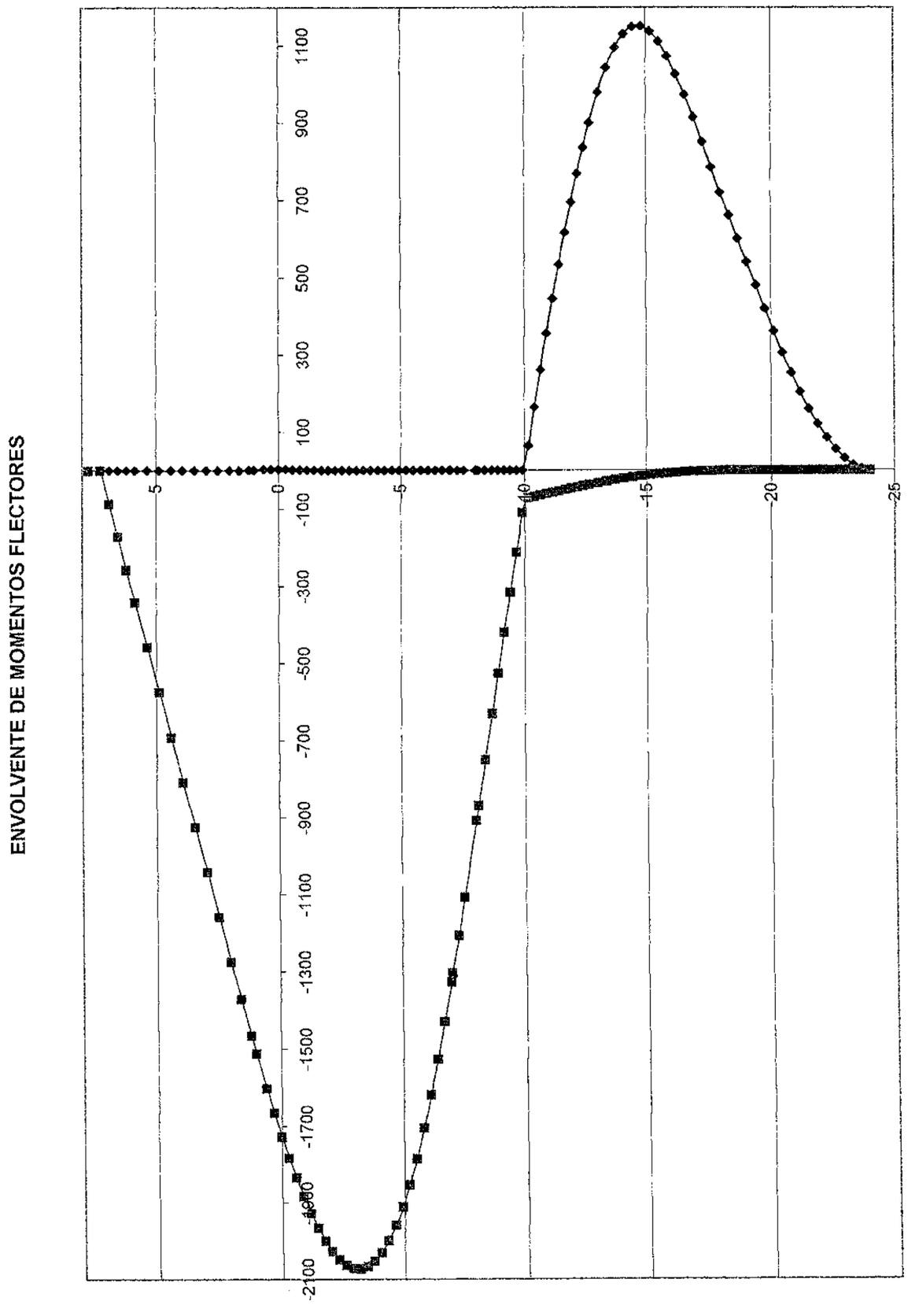
FLUENCIA:

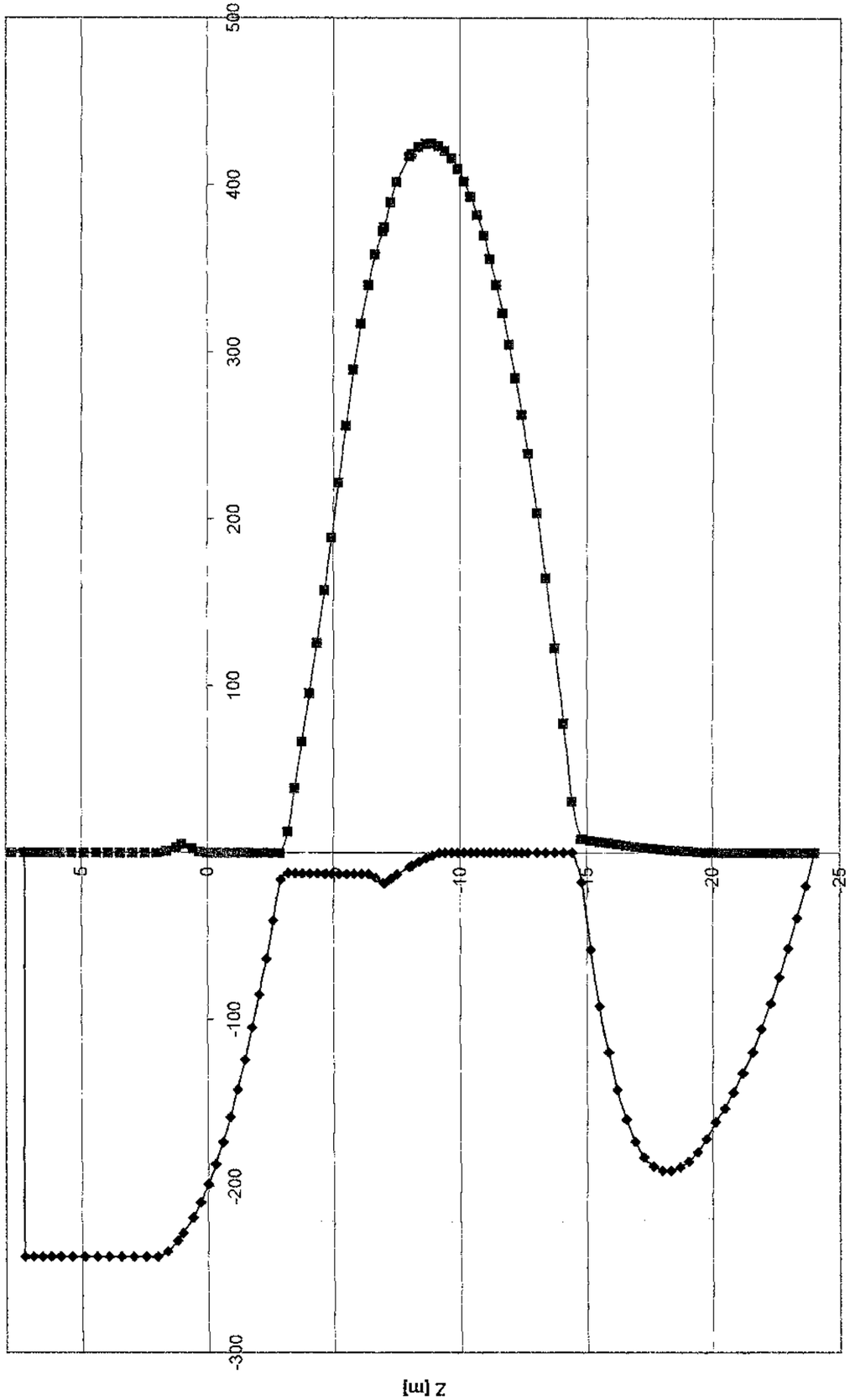


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)





Can Tunis

2-Sept-2004

IMPACTO DE VEHICULOS CONTRA EL MURO

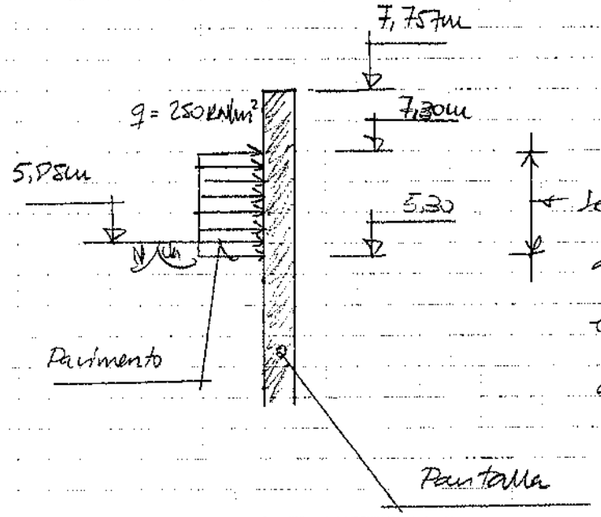
Impacto de un vehículo contra la estructura (Situación accidental)

Acción $F = 1000\ KN$ a 1,20m de altura sobre el pavimento

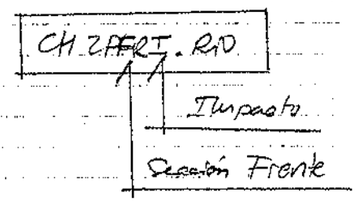
Superficie de choque $A = 2,0 \times 2,0 = 4,0 m^2$

$$q_{eq} = \frac{F}{A} = \frac{1000\ KN}{4,0 m^2} = 250\ KN/m^2$$

$$= 25\ Tn/m^2$$



Archivo RIDO



Se aplica en toda la longitud, aunque del lado seguro que no es limitante

Se aplica como una carga uniforme en las pantallas

Combinación en situación accidental

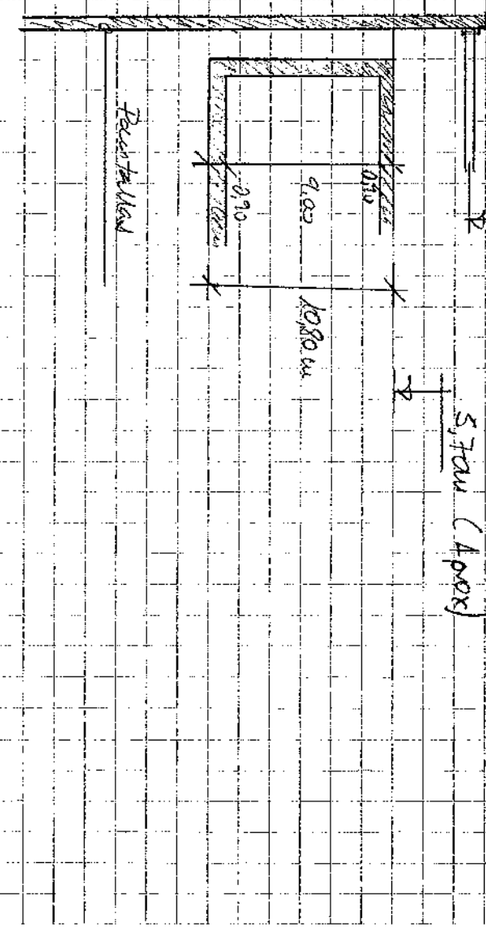
COMB: 1,0 · Empuje tierras + 1,00 · Empuje agua + 1,00 Impacto ... ACCIDENTAL

COMB: 1,35 · Empuje tierras + 1,50 · Empuje agua. PERSISTENTE

Ver comparación de esfuerzos en hoja EXCEL adjunta

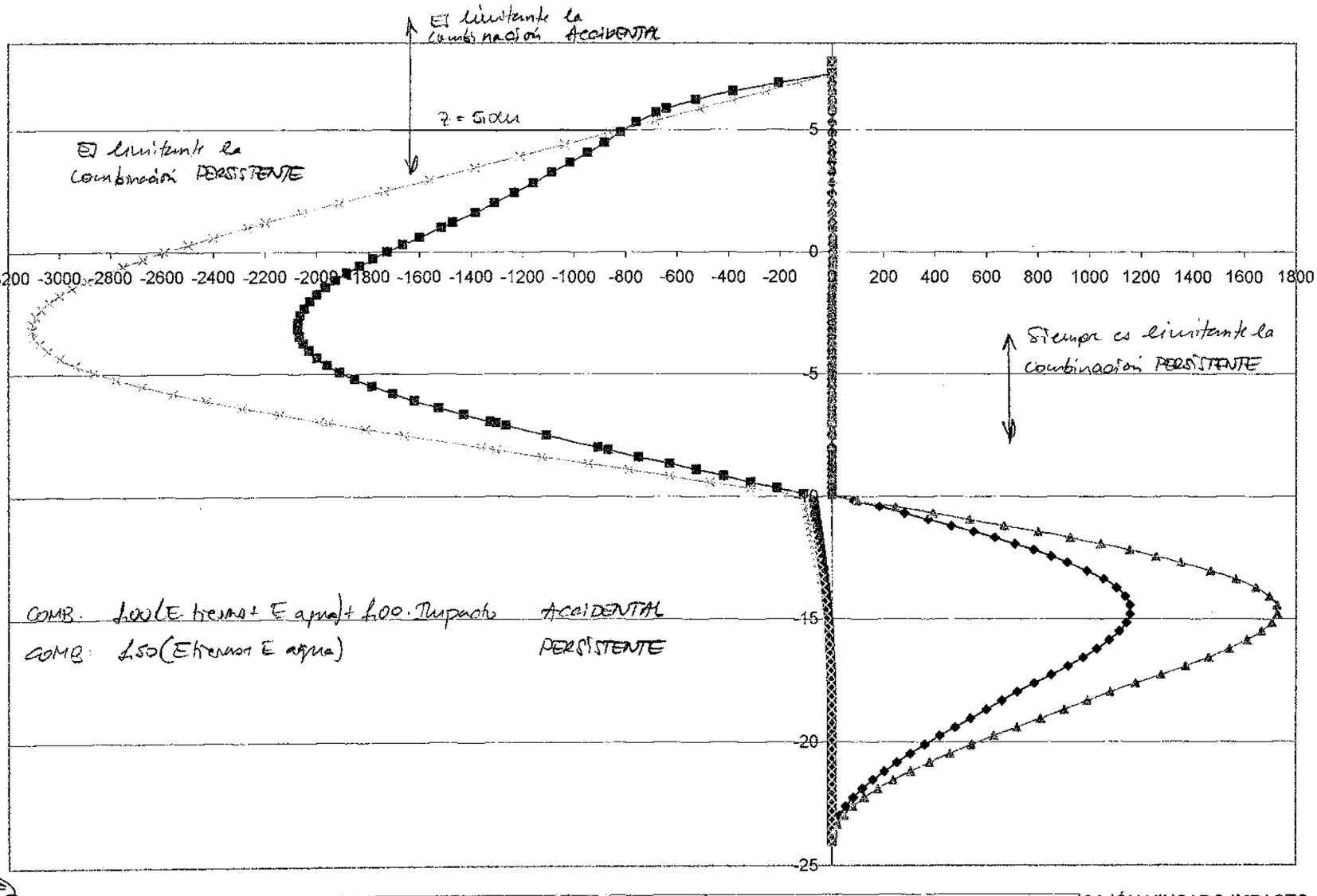
Cav Jumi

Para el cálculo del impacto se considera el peso de un pilote hincado + 8 actuante a un metro de altura, sus lados sean

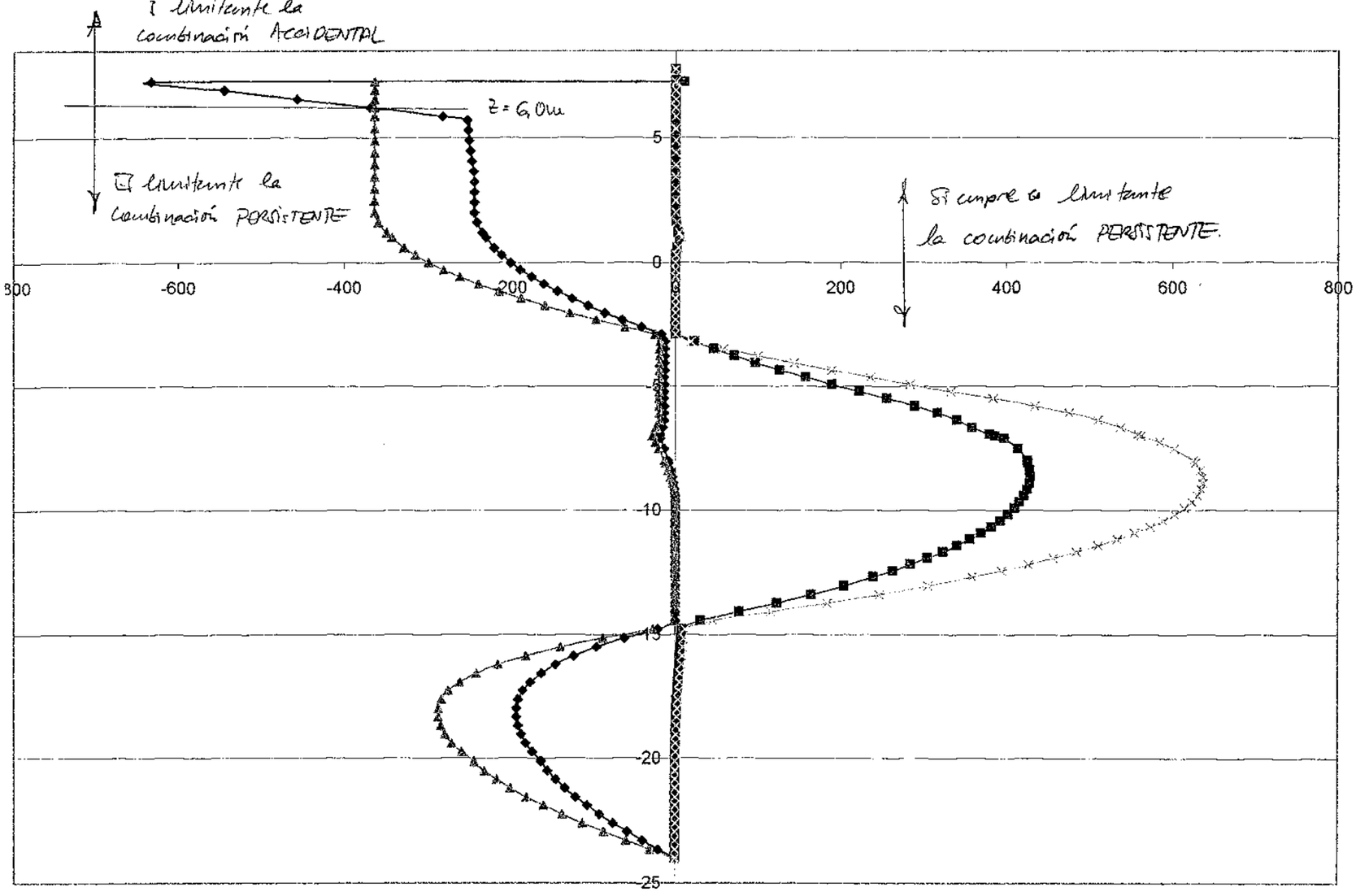


Archivo R100: CHIZRFRT.R0

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



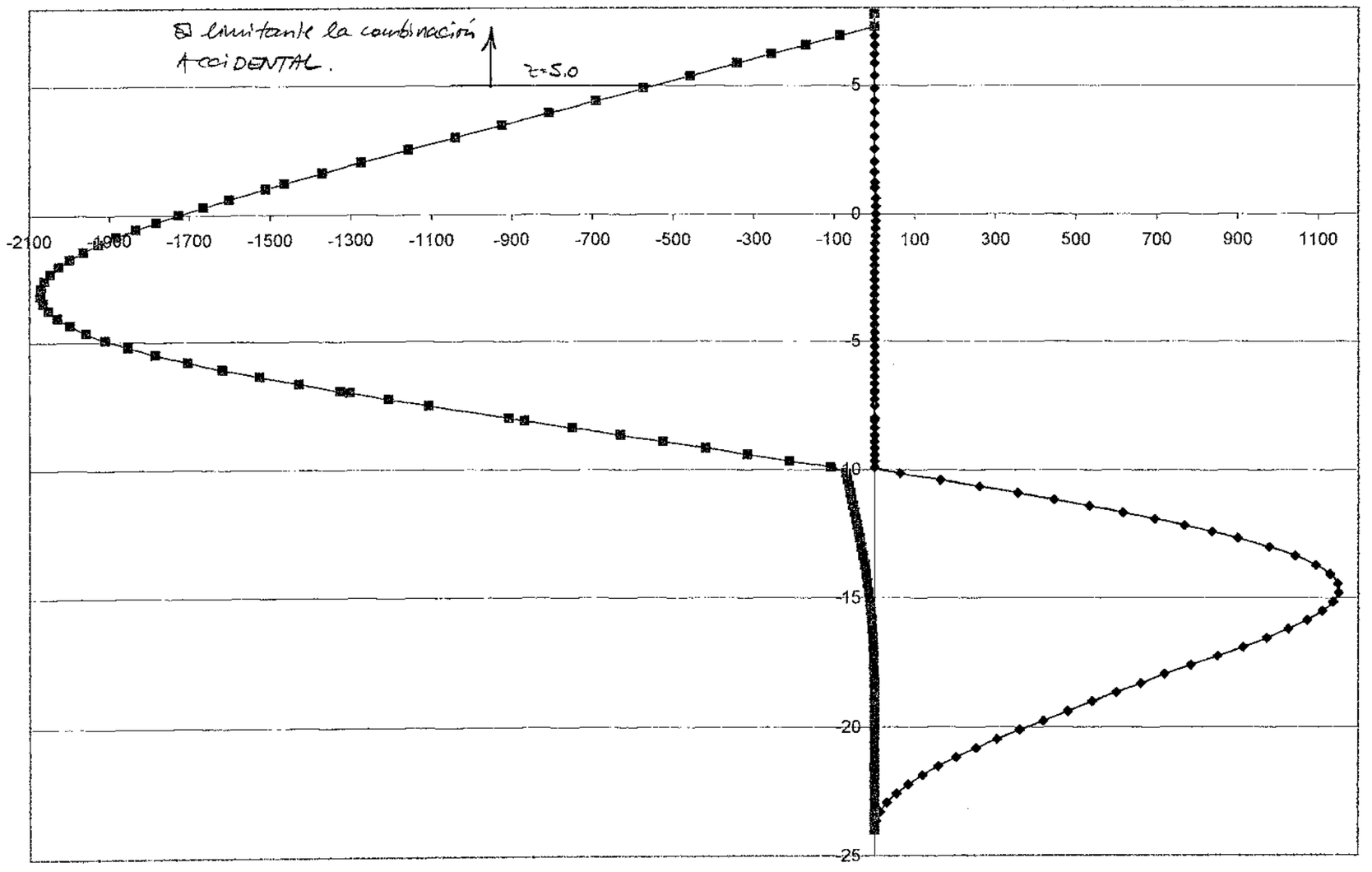
ENVOLVENTE DE CORTANTES



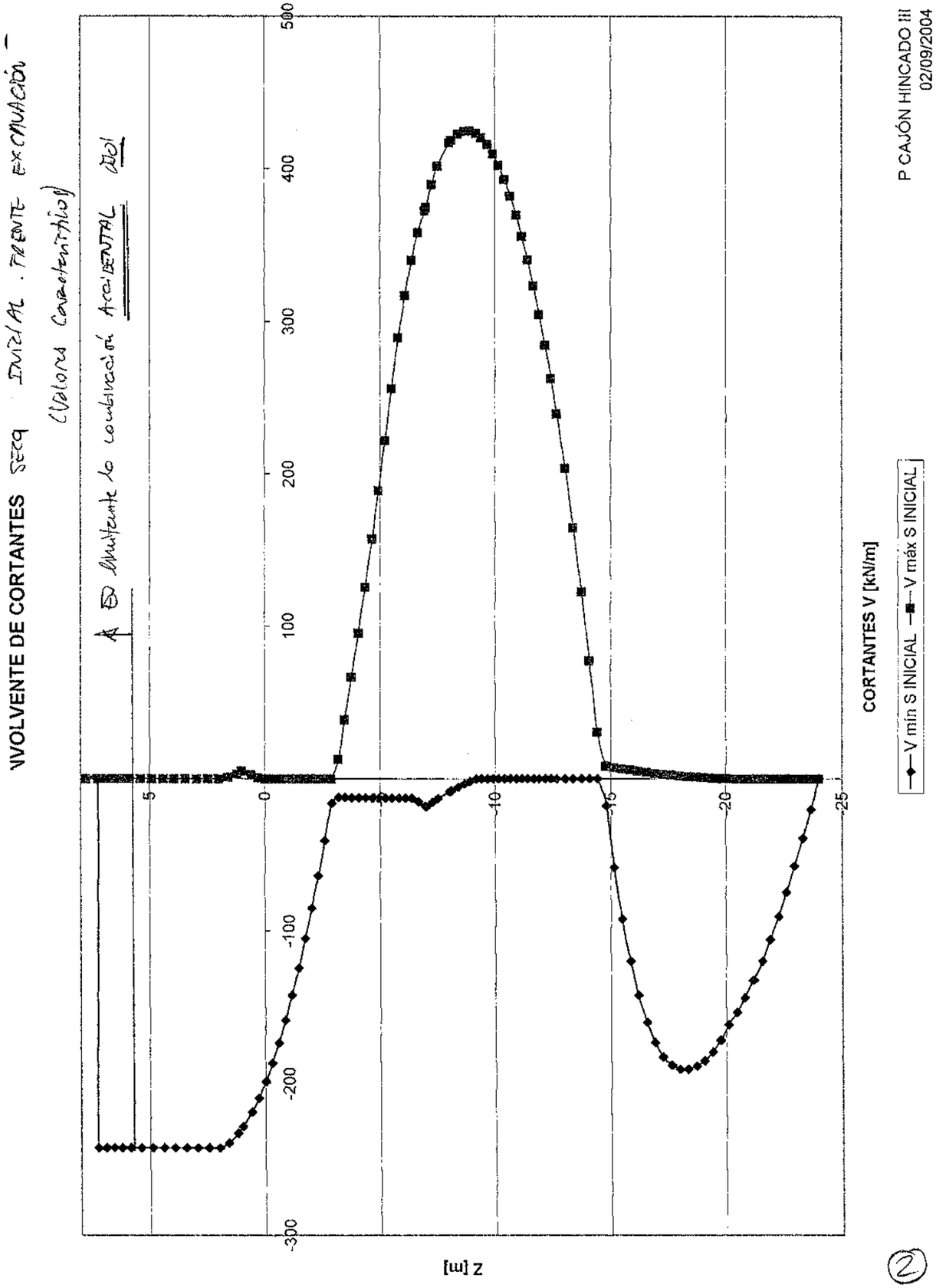
CAJÓN HINCADO IMPACTO
02/09/2004

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES SECCIÓN INICIAL FRENTE EXCAVACIÓN

(Valores característicos)



P CAJÓN HINCADO III



P CAJÓN HINCADO !!!
02/09/2004

(2)

Cota Tunnel

2-Sept-2004

NOTAS DE ARMADO

1) FLEXIÓN

A) INTRADÓS

- Pico de momento $M_{Ed} = 7072.6$ KN·m/m

$M_{Rd} = 3108.9$ KN·m/m

$A_s \geq 104,3$ cm²/m

En todo una batenda de 5,0m ; $A_s = 521,5$ cm² ← 65Φ32

A_s disp = 104,55 cm²/m $M_{Rd} = 3134,62$ KN·m/m ($\zeta_{SA} = 1,008$)

$X = 0,47d$ ← Fallo por el hormigón, con el acero plastificado a $\varepsilon_s \leq 12\varepsilon_y$

Pero acero plastificado.

- Momento último con 30Φ28

$A_s = 29,454$ cm²/m ($r = 0$ m/m ← Recubrimiento mecánico)

$M_{Rd} = 1081,9$ KN·m/m $M_{max} = 721,3$ KN·m/m

Si tiene $M_{Rd} \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -9,0$ m los Φ32 de refuerzo deben llegar hasta $z = -9,0 - 0,50 - 1,0 - 0,50 = -12,0$ m

- Momento último con 32Φ32 + 30Φ25

$A_s = 80,97$ cm²/m

$M_{Rd} = 2553,73$ KN·m/m $M_{max} = 1702,5$ KN·m/m

Si tiene $M_{Rd} \leq 1700$ KN·m/m para $z \leq -6,00$ m, los Φ32 deben llegar hasta $z = -6,00 - 1,50 - 1,0 - 0,5 = -9,00$ m

(3)

· Momento último con 60φ25

A_s = 58,908 cm²/m

m_{ud} = 1945,50 KN·m/m ; $m_{u,k}$ = 1297,05 KN·m/m

Se tiene $m_{u,k}$ = 1295 KN·m/m para z ≥ 2,00m (*) a partir de este pto — anclaje + decalaje de los φ32

(*) Este por culpa de la limitación por IMPACTO

· Momento último con 30φ25 + 32φ32

A_s = 82,32 cm²/m

m_{ud} = 2595,7 KN·m/m ; $m_{u,k}$ = 1730,5 KN·m/m

Si tiene $m_{u,k}$ ≤ 1730 KN·m/m para z ≤ 9,00, a partir de este pto anclaje + decalaje de los φ32 que deben llegar hasta z = 0,00 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = 3,00m

· Momento último con 20φ25

A_s = 19,636 cm²/m m_{ud} = 734,18 KN·m/m

$m_{u,k}$ = 489,42 KN·m/m

Si tiene $m_{u,k}$ ≤ 485 KN·m/m para z ≤ −9,50m, los φ25 que no interrumpen deben llegar hasta $z = -9,50 - \underset{B}{1,0} - \underset{J}{1,0} - \underset{E}{0,5} = -12,00m$

NOTE BOOK

IB) TRAMO 3

· Pico de momento $m_{u,k}$ = 1150,98 KN·m/m

m_{ud} = 1726,5 KN·m/m

A_s = 53,50 cm²/m

En 5,10 m de batache A_s ≥ 27,15 cm²/m → 30φ25 + 25φ25

$A_{s,disp}$ = 54,0 cm²/m m_{ud} = 1801,17 KN·m/m ($\xi_{s,A}$ = 1,043)

x = 0,244 d → Falla dúctil, falla por el acero en tracción.

· Momento último con 4φ25 pral

A_s = 19,636 cm²/m

m_{ud} = 734,18 KN·m/m ; $m_{u,k}$ = 489,42 KN·m/m

Se tiene $m_{u,k}$ ≤ 485 KN·m/m para z ≥ −11,00m, a partir de este pto anclaje + decalaje de los φ25 que deben llegar hasta

$z = -11,00 + \underset{B}{1,0} + \underset{d}{1,0} + \underset{E}{0,5} = -8,50m$ → se llevan hasta z = −8,00m

· Momento último con 30φ25

A_s = 29,454 cm²/m

m_{ud} = 1081,90 KN·m/m ; $m_{u,k}$ = 721,3 KN·m/m

Si tiene $m_{u,k}$ ≤ 720 KN·m/m para z ≥ 12,00, a partir de este pto anclaje + decalaje del refuerzo, que debe llegar hasta

$z = -12,00 + 1,0 + 1,0 + 0,50 = -9,50m$

NOTE BOOK

Si tiene $v_{uk} \leq 720$ kN/ml para $z \leq -18.00$m, a partir de este pto. — anclaje + anclaje de los Φ25 mm refuerzo que dicen Ucpa hasta $z = -18.0 - 2.0 - 10.05 = -20.50$m

CORTANTE

Pilo de cortante: $V_k = 425$ kN/m

$V_d = 657.5$ kN/m

A_s = Φ25 como mínimo (a la cota −9 m aprox)

$A_s = 29.454$ cm²/m

$A_d = 129$ cm²/ml/m

Tomando 2 ramas a 0.15 (en el batache de 5.0m)

son necesarios: 1.209 cm²/ml/m → si cubre con Φ16 → OK!

(A_s real $= 21.45$ cm²/ml/m)

- Cortante último con 2 ramas Φ12 a 0.15

$A_s = 29.454$ cm²/m → como mínimo en todo tramo

$A_d = 12.064$ cm²/m

$V_{ud} = 628.4$ kN/m

$V_{uk} = 419$ kN/m ← Si tiene $V_k \leq 4.15$ kN/ml para $z \leq -10.5$m

(Incluye descalce de ½ cant. útil)

- Cortante de diseño por Impacto

$V_k = 632.0$ kN/m ; $V_d = 632.0$ kN/m

→ Si cubre con los ceros Φ16 a 0.15 (2 ramas / plano)

FRENTE

En el frente de ataque del tunnel deberán disponerse puntales → El cuneado del frente debe ser capaz de admitirlo

→ Envolvente de CH2PFR.RD + CH2PT.RD (*)

(*) Este último en ejecución de contrabóveda y con relleno de hormigón pobre hasta la cota Z=-5.0m

Archivo RD CH2PI2.RD

Tras empujar el cajón se disponen los puntales provisionales. Se excava hasta CME y se ejecuta la contrabóveda de tunnel

(Hay que armar para la envolvente de ambos)

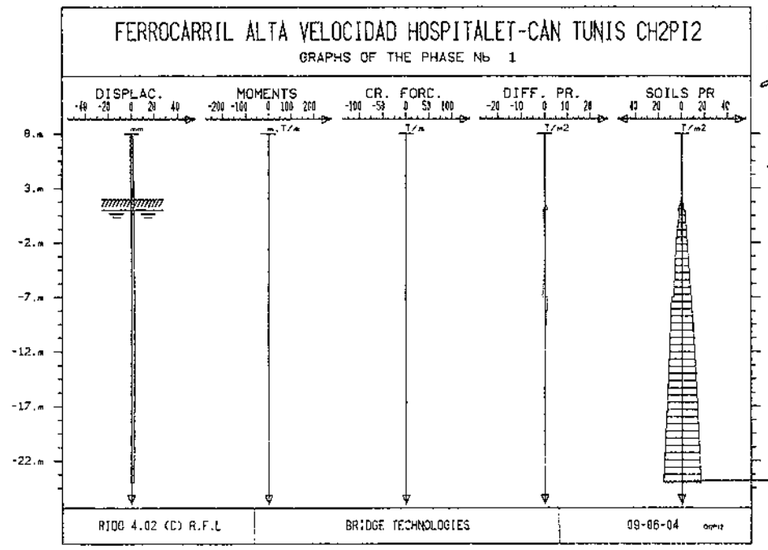

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CH2PI2 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -0.5m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* RECINTO PARA LA CONSTRUCCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION INICIAL PK 707+660 EXCAVACION CON PUNTAL PROVISIONAL
7.757✓
-24.0 1.0^3*2.726E6/12✓
5.85✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 2.0✓
EXC(2) 2.0✓
SUB(1,1) 2.0 0.0 1.0 1.0✓
SUB(1,1) 2.0 1.0 2.0 2.33✓
SUB(1,1) 2.0 2.0 3.0 3.66
SUB(1,1) 2.0 3.0 4.0 4.99
SUB(1,1) 2.0 4.0 5.0 6.32
SUB(1,1) 2.0 5.0 6.0 7.65
SUB(1,1) 2.0 6.0 7.0 8.98
SUB(1,1) 2.0 7.0 8.0 10.31
SUB(1,1) 2.0 8.0 9.0 11.64
SUB(1,1) 2.0 9.0 10.0 12.97
SUB(1,1) 2.0 10.0 11.0 14.30
SUB(1,1) 2.0 11.0 12.0 15.63
SUB(1,1) 2.0 12.0 13.0 16.96
SUB(1,1) 2.0 13.0 14.0 18.29
SUB(1,1) 2.0 14.0 15.0 19.62
SUB(1,1) 2.0 15.0 16.0 20.95
SUB(1,1) 2.0 16.0 17.0 22.28
SUB(1,1) 2.0 17.0 18.0 23.61
SUB(1,1) 2.0 18.0 19.0 24.94
SUB(1,1) 2.0 19.0 35.0 25.00✓
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -24.0 20.5✓
WAT(2) -8.0 0.0✓
WAT(2) -24.0 18.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: RECRECIDO DE MUROS, PUNTALES DEFINITIVOS
* Y EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-1.50m
STR 7.257 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -1.50✓
CAL✓
* ETAPA 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-0.50 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -0.50 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -7.10✓
CAL✓
* ETAPA 4: RELLENO DE HORMIGON POBRE Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL ✓
BAC(2) -5.0 0.5✓
```

```
-7.10 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.0 0.0 1000.0
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-0.50 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -0.5 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -7.10
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
PROVISIONAL
STR -5.4 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 7: RELLENO HASTA REPOSICION TERRENO NATURAL
BAC(1) 5.85 0.5
2.00 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.0 0.0 1000
SUB(1) 5.85 0.0 7.0 1.0
SUB(1,1) 5.85 7.0 8.0 2.33
SUB(1,1) 5.85 8.0 9.0 3.66
SUB(1,1) 5.85 9.0 10.0 4.99
SUB(1,1) 5.85 10.0 11.0 6.32
SUB(1,1) 5.85 11.0 12.0 7.65
SUB(1,1) 5.85 12.0 13.0 8.98
SUB(1,1) 5.85 13.0 14.0 10.31
SUB(1,1) 5.85 14.0 15.0 11.64
SUB(1,1) 5.85 15.0 16.0 12.97
SUB(1,1) 5.85 16.0 17.0 14.30
SUB(1,1) 5.85 17.0 18.0 15.63
SUB(1,1) 5.85 18.0 19.0 16.96
SUB(1,1) 5.85 19.0 35.0 18.29
CAL
* ETAPA 8: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -24.0 21.5
WAT(2) -5.4 0.0 3.0
WAT(2) -24.0 21.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,4)
STR -5.40 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```


PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL RECINTO DEL CAJÓN HINCADO (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN INICIAL 706+660 FRENTE DE HINCADO CON PUNTALES PROVISIONALES

EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

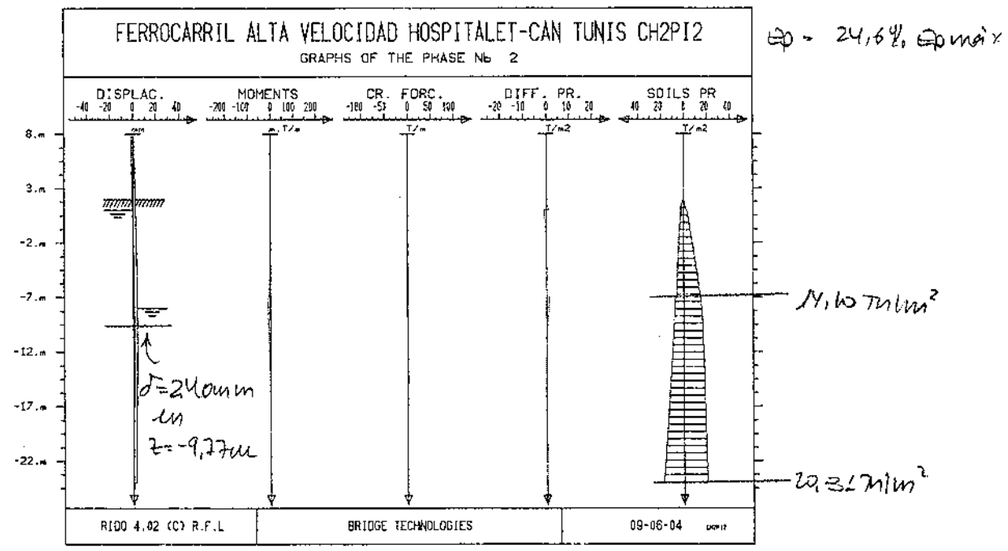
ESTADO PREVIO:



Se moviliza el 24,3% del empuje pasivo máximo disponible a el trasdós

16.02 T/m²

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



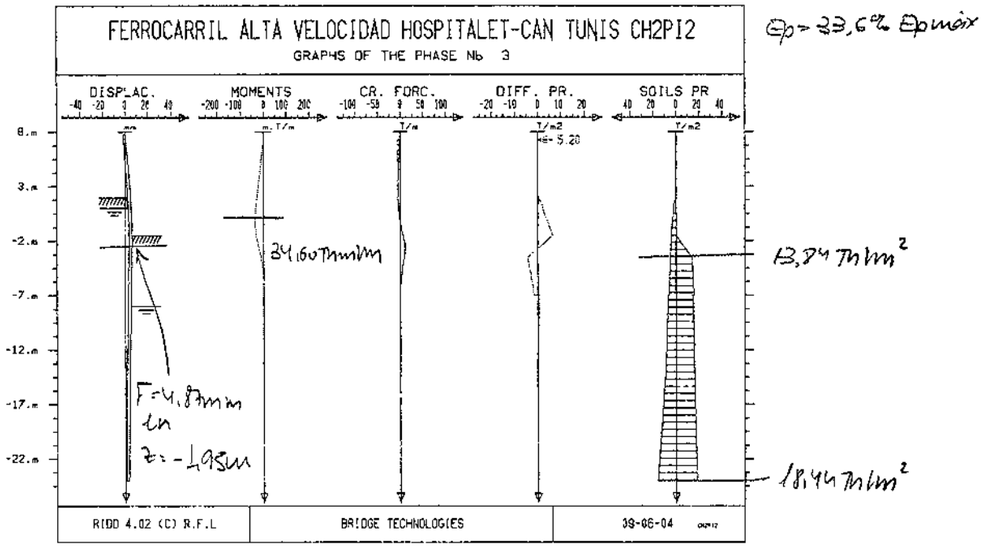
$\Phi = 24{,}6\%\ \Phi_{max}$

$\delta = 24\,mm$ en $z = -9{,}7\,m$

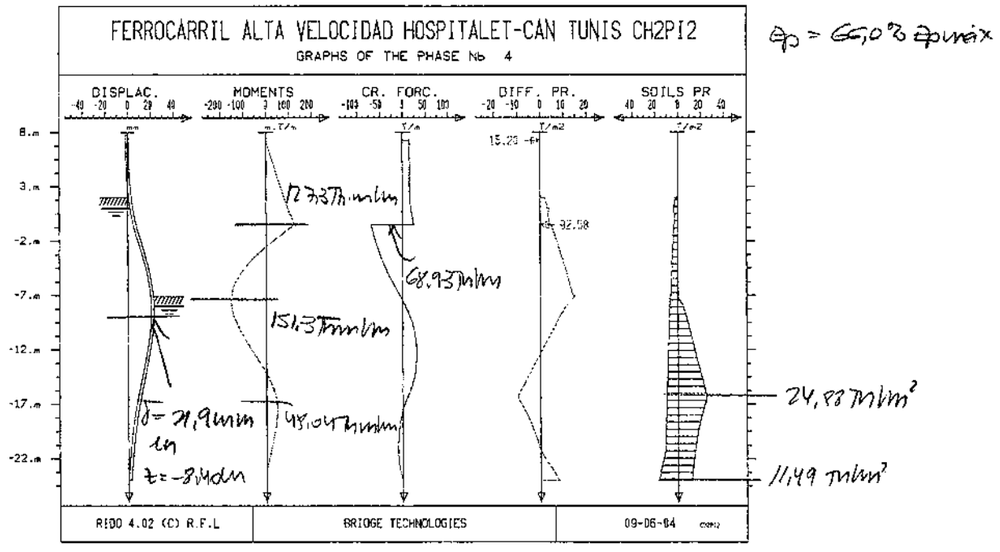
11,10 T/m²

29,32 T/m²

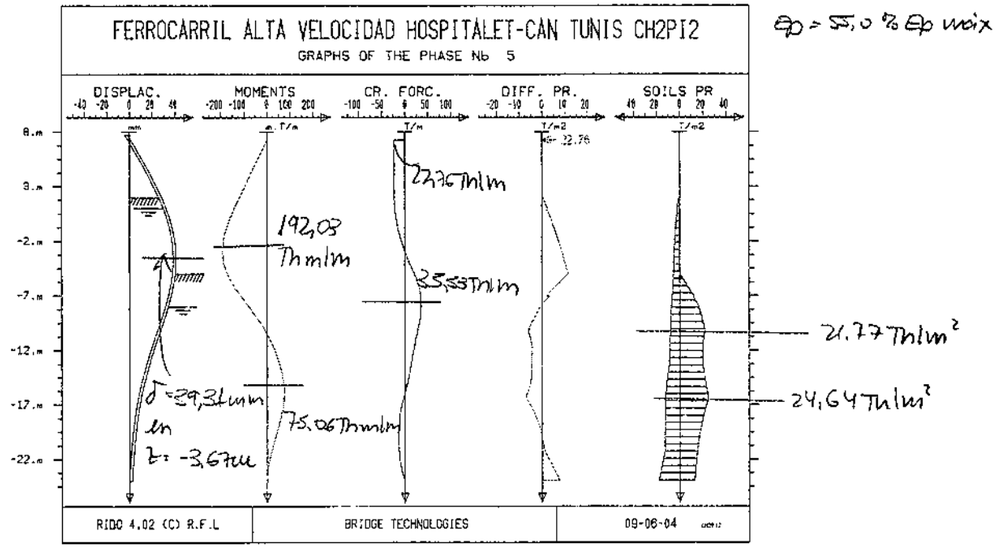
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+7.257m Y PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=-1.50m:



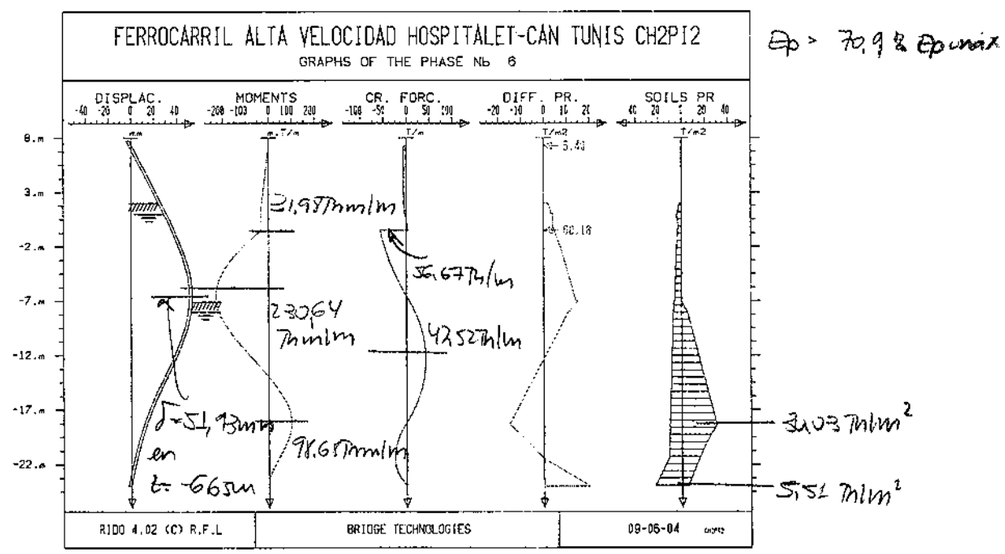
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-0.5m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



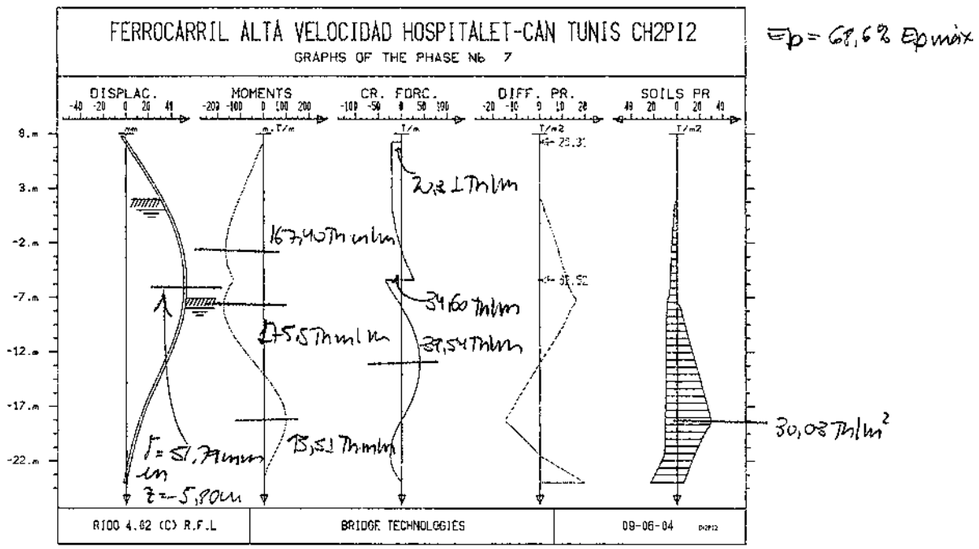
RELLENO INTRADÓS HASTA Z=-5.0 (CON HORMIGÓN POBRE) Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



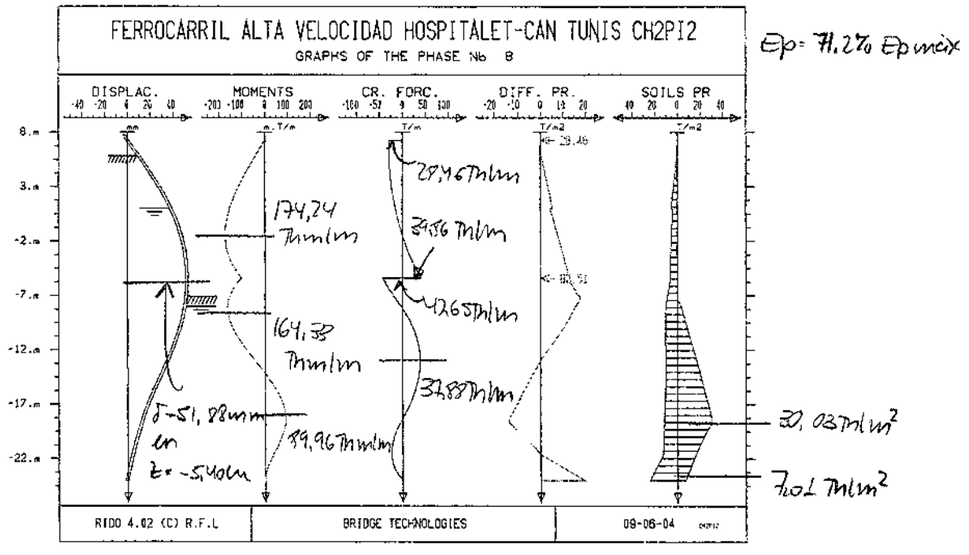
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-0.50m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



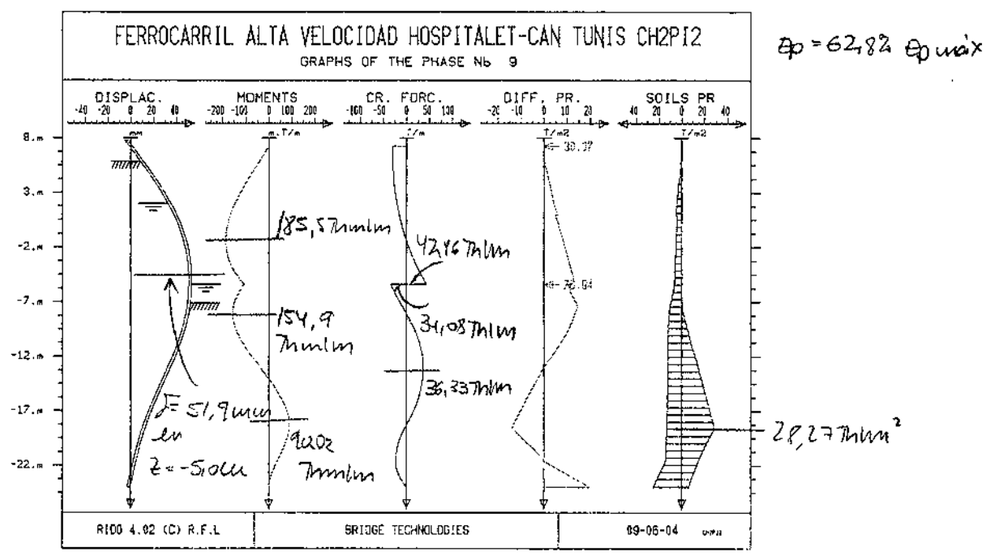
EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



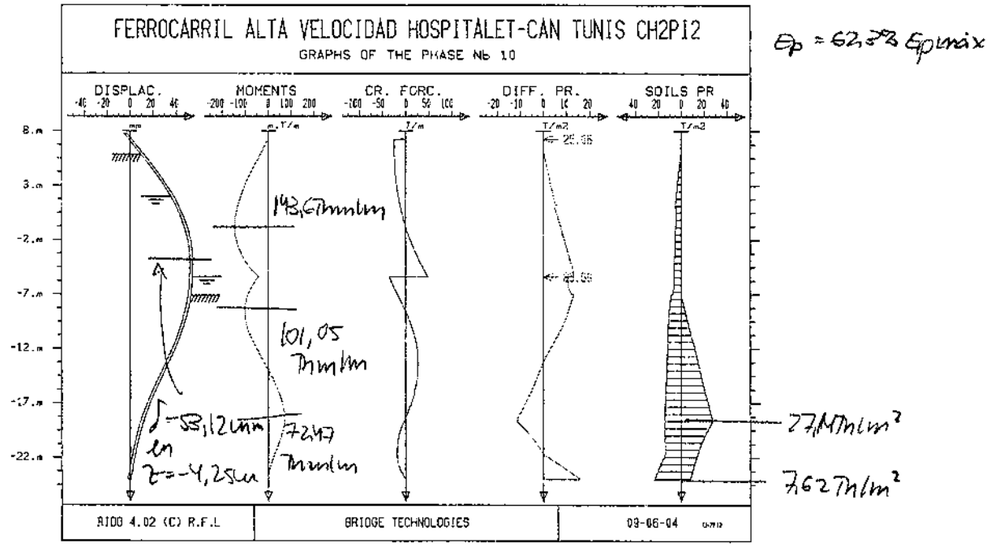
RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



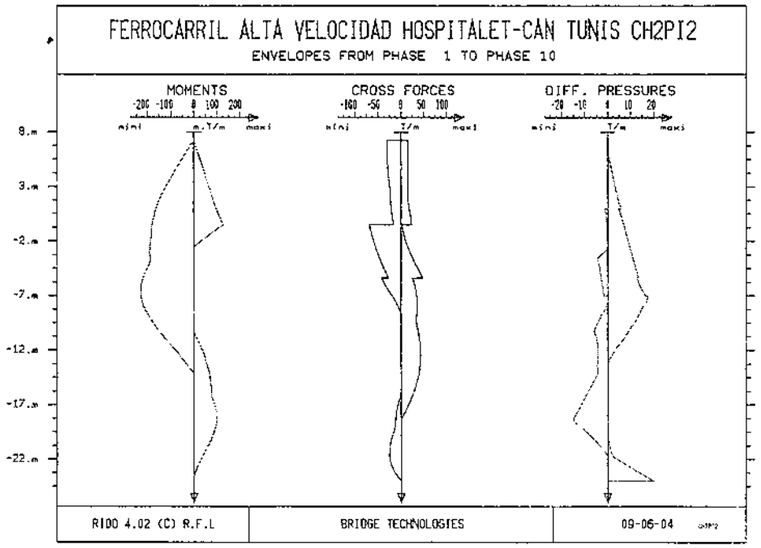
SUBIDA DEL N.F:



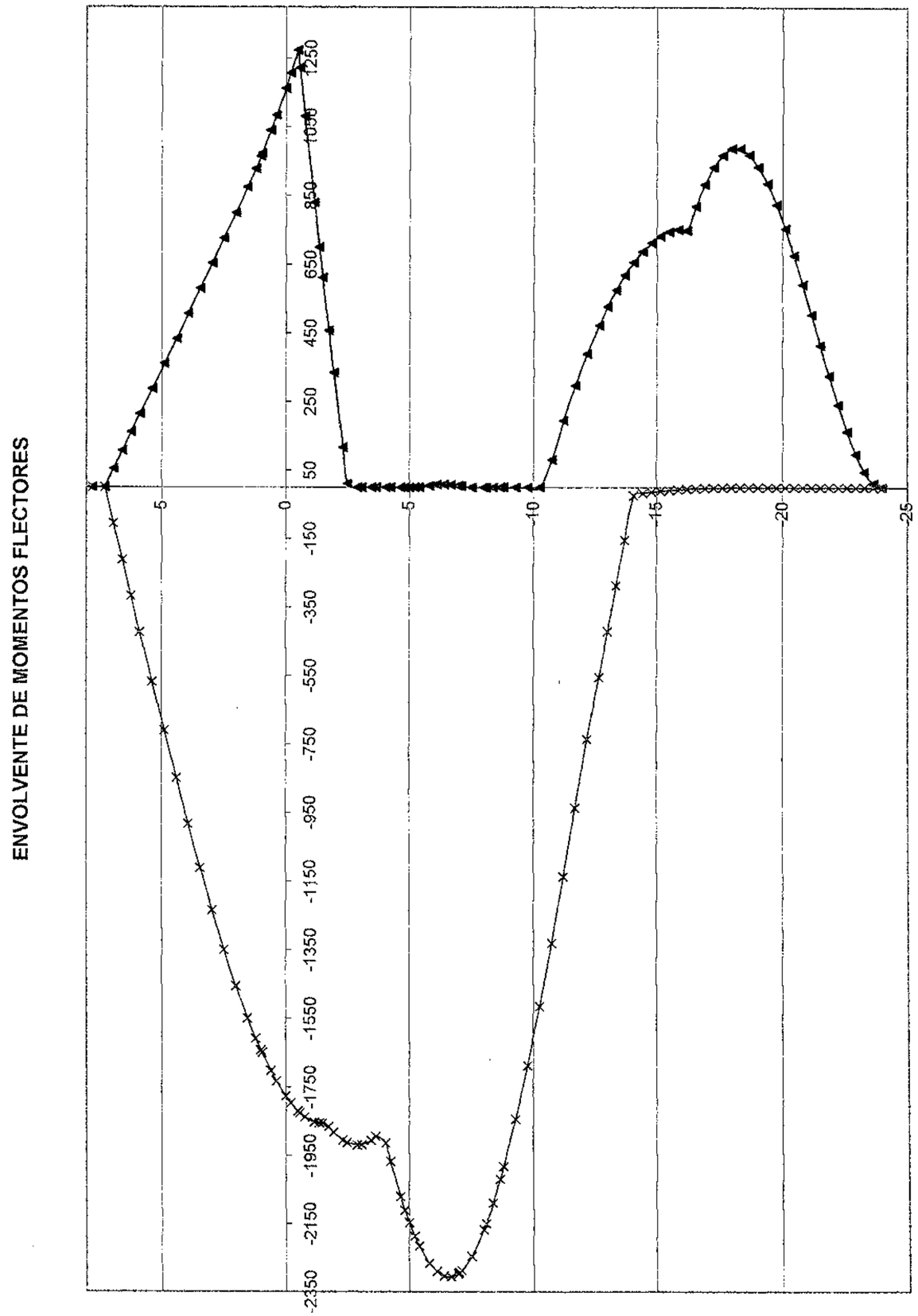
FLUENCIA:



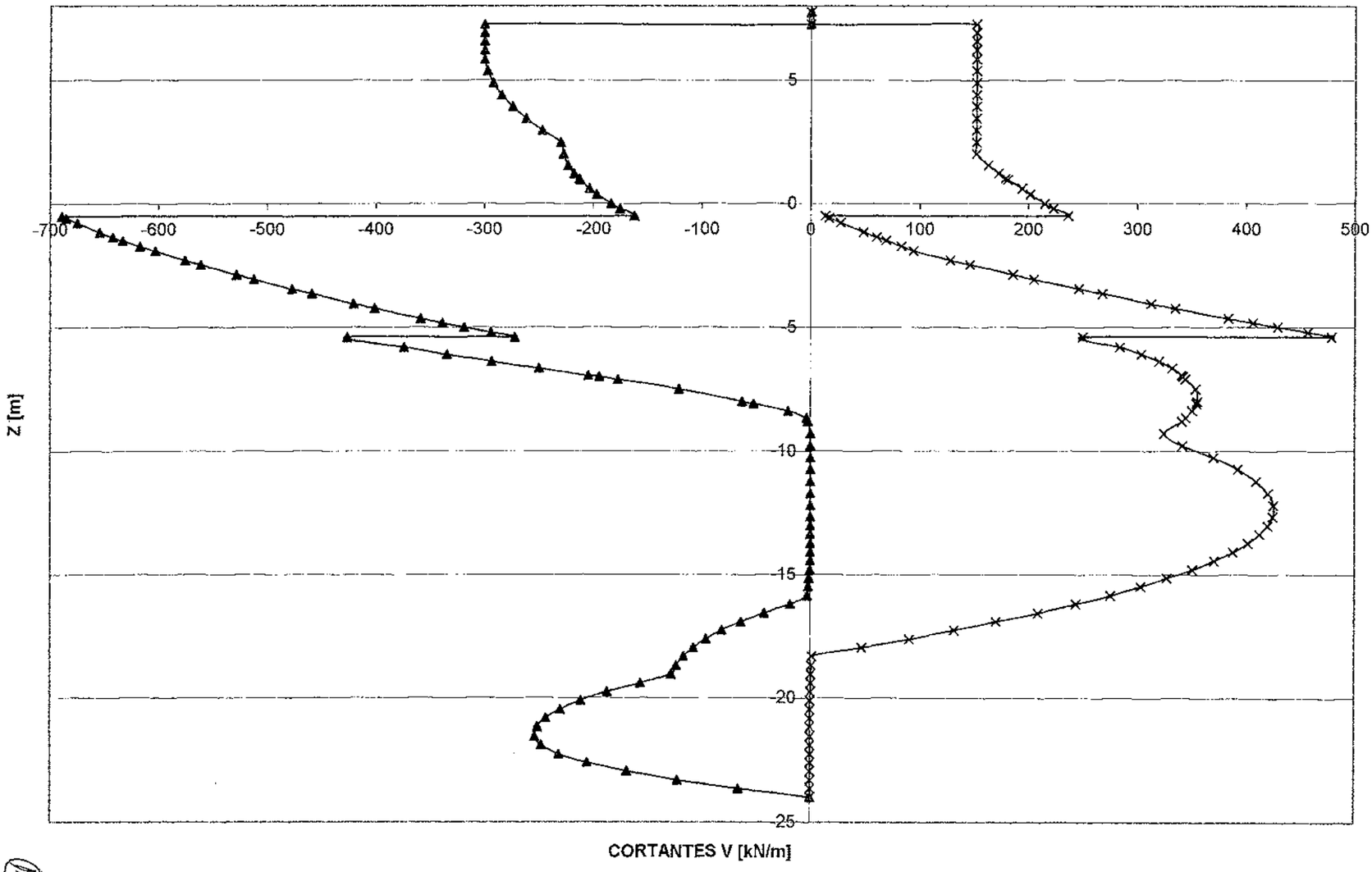
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)



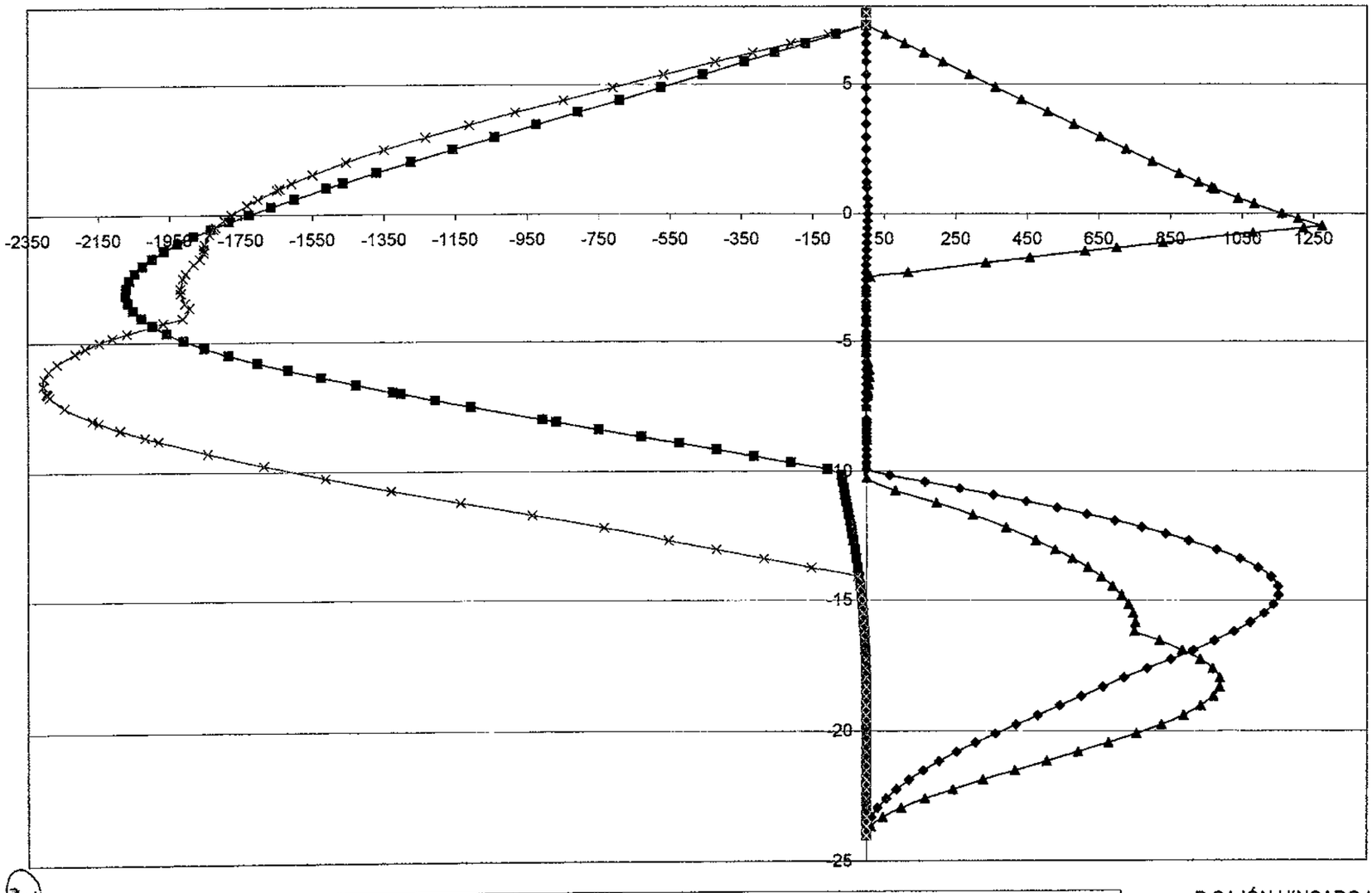
ENVOLVENTE DE CORTANTES



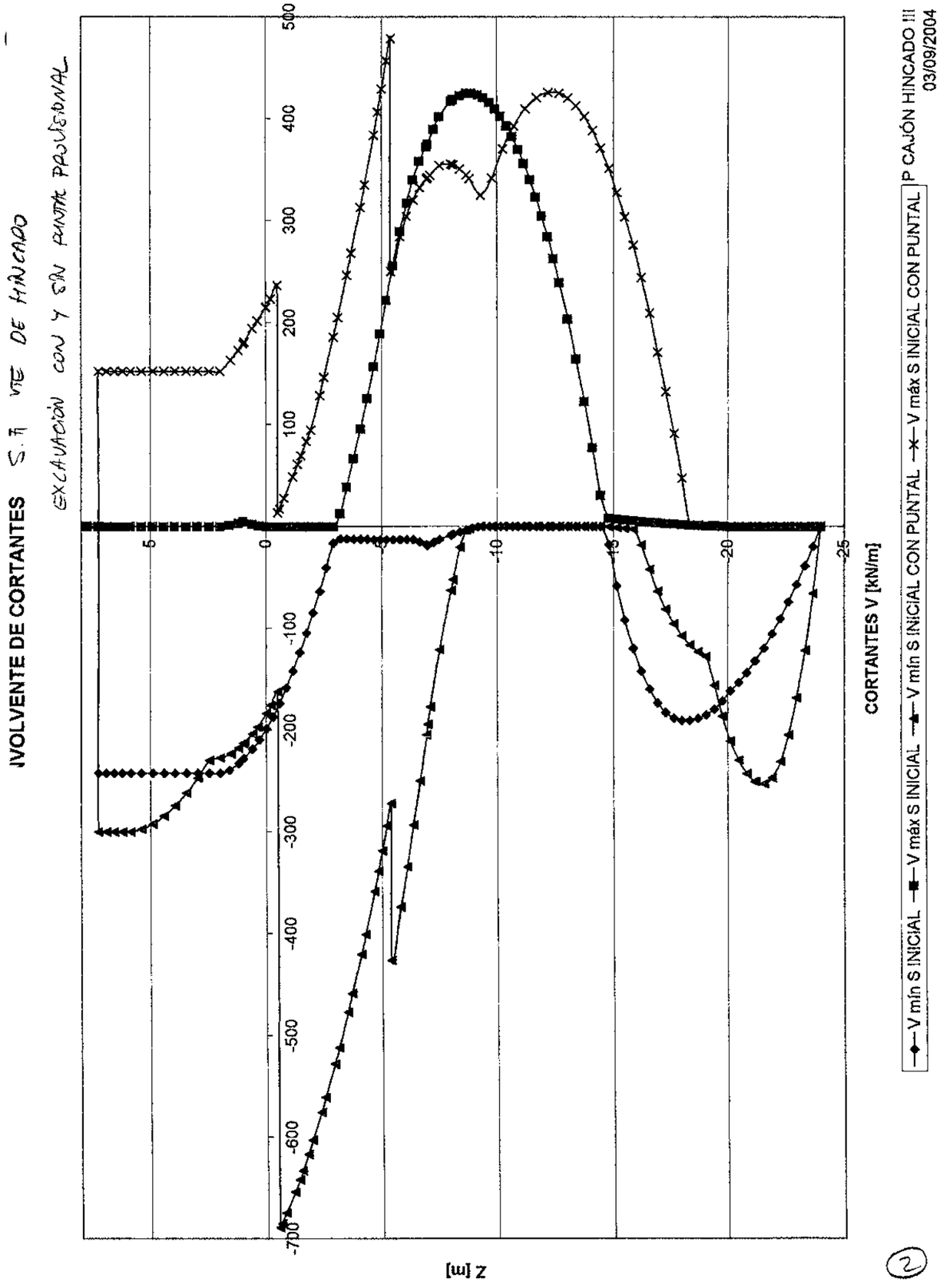
P CAJÓN HINCADO III
06/09/2004

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES ≤. FRENTE DE HINCADO

EXCAVACIÓN CON Y SIN PUNTAL PROVISIONAL



P CAJÓN HINCADO III



(2)

Can Tunis 3-Sept-2004

NOTAS DE ARMADO

I) FLEXIÓN:

Ia) INTRADÓS

° Pto de momento m_k = 2298,13 KN·m/m

m_d = 3447,2 KN·m/m

$A_s \geq 120{,}5$ cm²/m

En todo el trasdós de 50cm; $A_s \geq 60{,}25$ cm² ← 7,5 ϕ32

A_s disp = 120,63 cm²/m m_u = 3487,30 KN·m/m (CSA = 1,012)

x = 0,845d ← Falla por el hormigón con el acero plastificado y $\varepsilon_s < 2\varepsilon_y$ (El tunpal en construcción en un tramo muy acotado)

° Momento último con 30 ϕ25

m_u = 1081,9 KN·m/m; $m_{u,k}$ = 721,3 KN·m/m

Si fcu $m_k \leq$ 720 KN·m/m para $z \leq -12{,}50$ m, a partir de este pto anadir + hacer z, de los ϕ25 que estan (un total) $z = -7{,}5 - 2{,}0 - 2{,}0 - 0{,}5 = -15{,}0$ m

° Momento último con 60 ϕ25

A_s = 58,908 cm²/m

m_u = 1945,58 KN·m/m; $m_{u,k}$ = 1297,05 KN·m/m

Si fcu $m_k \leq$ 1295 KN·m/m para $z \leq -11{,}00$ m los ϕ32 estan hasta $z = -11{,}0 - 2{,}50 - 2{,}00 - 0{,}50 = -14{,}00$ m

- Momento último con 30φ25 + 20φ32

$A_s = 77,706\ cm^2/m$

$m_u = 2469,0$ KN·m/m ; $m_{u,k} = 1646,0$ KN·m/m

Si hace $m_k \leq 1645$ KN·m/m para $z \leq -10,00$ m, a partir de este pto anclaje + decalaje de los φ32 en dicha capa hasta

$z = -10,00 - \frac{1,50}{lb} - \frac{1,0}{d} - \frac{0,5}{\varepsilon} = -13,00$ m

- Momento último con 60 φ25

$m_{u,k} = 1297$ KN·m/m

Si hace $m_k \leq 1295$ KN·m/m para $z \geq 3,00$ m (en) a partir de este pto → anclaje + decalaje de los φ32 en dicha capa hasta $z = 3,00 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = 6,00$ m

- Momento último con 30φ25 + 30φ32 (1) Está por debajo de la zona en que se limitan el

$A_s = 77,706\ cm^2/m$; $m_u = 2468,96$ KN·m/m; $m_{u,k} = 1645,97$ KN·m Impacto (OK!)

Si hace $m_k \geq 1645$ KN·m/m para $z \geq 1,00$ → las φ32 dejan

Llegar hasta $z = 1,00 - \frac{1,50}{lb} + \frac{0,5}{\varepsilon} + \frac{1,0}{d} = 4,00$ m (OK!)

- Momento último con 20φ25

$A_s = 19,635\ cm^2/m$ $m_{u,k} = 789,72$ KN·m/m

$m_u = 784,13$ KN·m/m

Si hace $m_k \leq 785$ KN·m/m para $z \leq -13,00$ m, las φ25 dejan

llegar hasta $z = -13,00 - 1,00 - 1,0 - 0,50 = -15,50$ m

- Momento último con 60 φ32

$A_s = 96,504\ cm^2/m$

$m_u = 2954,2$ KN·m/m, $m_{u,k} = 1969,5$ KN·m/m

Si hace $m_k \leq 1965$ KN·m/m para $z \geq -1,50$

$z \leq -9,50$

Los φ32 dejan Capa desde

$-1,50 + \frac{1,5}{lb} + \frac{1,0}{d} + \frac{0,5}{\varepsilon} = -1,50$

$-9,50 - \frac{1,50}{lb} - \frac{1,0}{d} - \frac{0,5}{\varepsilon} = -12,50$

1b) TRASDÓS

- Pico de momento: 1273,1 KN·m/m = m_k

m_d = 1910 KN·m/m

A_s = 64,31 cm²/m

En todo el trasdós de 5,0m A_s = 306,55 cm² → 30Φ32 + 15Φ25

$A_{s\,disp}$ = 62,95 cm²/m → m_u = 2062,93 KN·m/m (CSA = 1,08)

$X = 0,284d$ ← Falla dúctil, Falla por el hormigón con el acero plastificado a $\varepsilon_s \geq 2\varepsilon_y$

- 2º pico de momento m_k = 1149,16 KN·m/m

m_d = 1723,74 KN·m/m

A_s = 53,50 cm²/m

En 5,0m de trasdós → A_s = 271,15 cm² → 30Φ25 + 25Φ25

$A_{s\,disp}$ = 54,0 cm²/m → m_u = 1801,17 KN·m/m (CSA = 1,045)

$m_u = 0,244d$ ← Falla dúctil, falla por el acero en tracción

- Momento último con 30Φ25

A_s = 79,454 cm²/m

m_u = 1081,90 KN·m/m; $m_{u\,k}$ = 721 KN·m/m

Si tiene $m_k \leq 720$ para $z \leq -23,50$m — los Φ25 de refuerzo dejan de trabajar hasta

$z = -22,5 - 1,0 - 1,0 - 0,50 = -23,00$m

Si tiene $m_k \leq 720$ para $z \geq -12,00$m, los Φ25 de refuerzo dejan trabajar hasta $z = -12,0 + 1,0 + 1,0 + 0,5 = -9,50$m

(recub + d + E)

(6)

NOTE BOOK

Si tiene $m_k \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -2,00$m a partir de este pto. anden + recubr. de los Φ32 que dejan trabajar hasta

$z = -2,00 - 1,5 - 1,0 - 0,5 = -5,0$m

- Momento último con 6Φ32 pues

A_s = 48,252 cm²/m (r = 0,11 m)

m_u = 1711,9 KN·m/m; $m_{u\,k}$ = 1141,3 KN·m/m

Si tiene $m_k \leq 1140$ KN·m/m para $z \leq -1,0$m, los Φ25 de refuerzo dejan trabajar a $z = -1,0 - 1,0 - 1,0 - 0,5 = -3,5$

(recub + d + E)

Si tiene $m_k \leq 1140$ KN·m/m para $z \geq 1,00$ — los Φ25 de refuerzo dejan trabajar a $z = 1,00 + 1,00 + 1,0 + 0,5 = 3,50$

- Momento último con 30Φ25 + 15Φ25

A_s = 44,181 cm²/m

m_u = 1502,6 KN·m/m; $m_{u\,k}$ = 1001,7 KN·m/m

Si tiene $m_k \leq 1000$ KN·m/m para $z \geq 1,00$m — los Φ32 dejan trabajar hasta $z = 4,00$m (OK!)

- Momento último con 25Φ25

A_s = 21,545 cm²/m

m_u = 909,62 KN·m/m; $m_{u\,k}$ = 606,4 KN·m/m

Si tiene $m_k \leq 600$ KN·m/m para $z \leq -19,50$ los Φ25 dejan trabajar hasta $z = -19,50 - 1,0 - 1,0 - 0,50 = -22,00$m

(7)

NOTE BOOK

III) CORTANTE

- Bloc de cortante $\sigma_k = -685,7$ kN/m²

$\sigma_d = 1028,6$ kN/m²

ϕ = 6 Ø32 como mínimo — $A_\phi = 24,85$ cm²/m/m

$A_s = 48,252$ cm²/m

Tomando planos c 0,15 de 8 ramas / plano (en la traba en 5,0m)

A_ϕ = 2,32 cm²/m/m — 8 ramas con cercos Ø12

- Cortante último con cercos Ø12 en planos c 0,15

A_s = 6 Ø25 (como mínimo)

$A_s = 29,454$ cm²/m

$A_\phi = 12,064$ cm²/m/m

$V_{u2} = 651,9$ kN/m

$V_{u1k} = 434,6$ kN/m

Si tiene $\sigma_{1k} \leq 430$ kN/m² para $z \leq -6,00$ m (Indicar nivel de γ_2 como útil)

(8)

NOTE BOOK

III) PUNZONAMIENTO EHE.

Carga máxima puntales $\sigma_k = 925,8$ kN/m

$N_d = 1,50 \times 2,50 m \times 925,8$ kN/m = 3471,75 kN / puntal

El cortante máximo de punzonamiento

$$\frac{F_{sd}}{u_0 \cdot d} \leq f_{1cd}, \quad f_{1cd} = 0,30 \cdot f_{cd} = 0,30 \cdot \frac{25}{1,50} = 5,0 \text{ MPa}$$

Placa de apoyo de puntal: 0,75 x 0,75 — $u_0 = 3,00$ m

$d = 0,85$ m (del lado seguro)

Sustituyendo valores

$$\frac{3472 \text{ kN}}{3,0 \cdot 0,85 \text{ m}^2} = 1,36 \text{ MPa} < 5,0 \text{ MPa}$$ (OK!)

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO:

$b_0 = u_1$

$A_\phi = A_w / s$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$$F_{sd} \cdot e_f \leq \sigma_{cd} \cdot u_1 \cdot d$$

$d = 0,85$ m (del lado seguro)

(9)

$\tau_{rd} = 0{,}12 \cdot \xi \, (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$

$V_{rd} \cdot d = 3472 \text{ kN} = 3{,}47 \text{ MN}$

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{850}} = 1{,}485$

$A_{sx} = 2\phi 20 \text{ a } 0{,}15 \qquad A_{sx} = 41{,}89 \text{ cm}^2/\text{m} \qquad \rho_x = 0{,}004189$

$A_{sy} = \underbrace{6\phi 32 + 6\phi 32}_{\text{del lado sigue}} + 2\phi 25 = 106{,}8 \text{ cm}^2/\text{m} \qquad \rho_y = 0{,}0106$

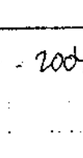
con lo cual $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0{,}00667$

Sustituyendo valores

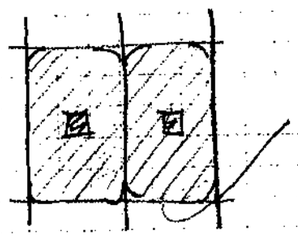
$\tau_{rd} = 0{,}12 \cdot 1{,}485 \, (100 \cdot 0{,}00667 \cdot 25)^{1/3} = 0{,}455 \text{ MPa}$

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario que u_1

cumpla $u_1 \geq \frac{V_{rd} \cdot d}{\tau_{rd} \cdot d} = \frac{3{,}47 \text{ MN}}{0{,}455 \text{ MPa} \cdot 0{,}85 \text{ m}} = 8{,}97 \text{ m} \approx 9{,}00 \text{ m}$



Perímetro crítico

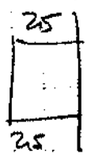


$u_{crítico} = 8{,}73 \text{ m}$

↑ En cuanto → tiene falta armadura de punzonamiento

Obs: El punto de la superficie de rotura en una viga, el mecanismo resistente es el cortante vertical de las pantallas. El ELU de cortante está garantizado con la armadura dispuesta (cuando se descimbra sí hay riesgo de punzonamiento, y ese es el caso que aquí se calcula)

Dimensionamiento tomando $u_1 = 4{,}00 \text{ m} = 6a$



$\xi = 1{,}485$

$\rho_l = A_{sx} = \phi 20 \text{ a } 0{,}15 \qquad A_{sx} = 2095 \text{ cm}^2/\text{m} \qquad \rho_x = 0{,}002095$

$A_{sy} = 6\phi 32 + 3\phi 25 = 62{,}979 \text{ cm}^2/\text{m} \qquad \rho_y = 0{,}00629$

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0{,}006298$

$V_{cu} = [0{,}10 \cdot 1{,}485 \, (100 \; 0{,}0063 \; 25)^{1/3}] \; 1{,}900 \; 0{,}85 \cdot 1{,}0 = 2{,}85 \text{ MN}$

$\rightarrow V_{su} \geq V_d - V_{cu} = 3{,}47 - 2{,}85 = 0{,}623 \text{ MN}$

$V_{su} = z \cdot \operatorname{sen}\alpha \, [\cot g\, \alpha + \cot g\, \theta] \, A_d \cdot f_{yd} \qquad \theta = 45° \qquad z = 0{,}9 d$

$z = 0{,}9 \cdot 0{,}85 = 0{,}765 \text{ m}$

$A_d \geq \frac{0{,}623 \text{ MN}}{0{,}765 \text{ m} \cdot 400 \text{ MPa}} = 20{,}35 \text{ cm}^2/\text{m} = \frac{A_{s,w}}{s}$

a) Tomando $s = 0{,}15$ — $A_{sw} = 3{,}05 \text{ cm}^2$ en cada plano — $0{,}763 \text{ cm}^2/\text{barra}$

Sí cubre con la armadura dispuesta

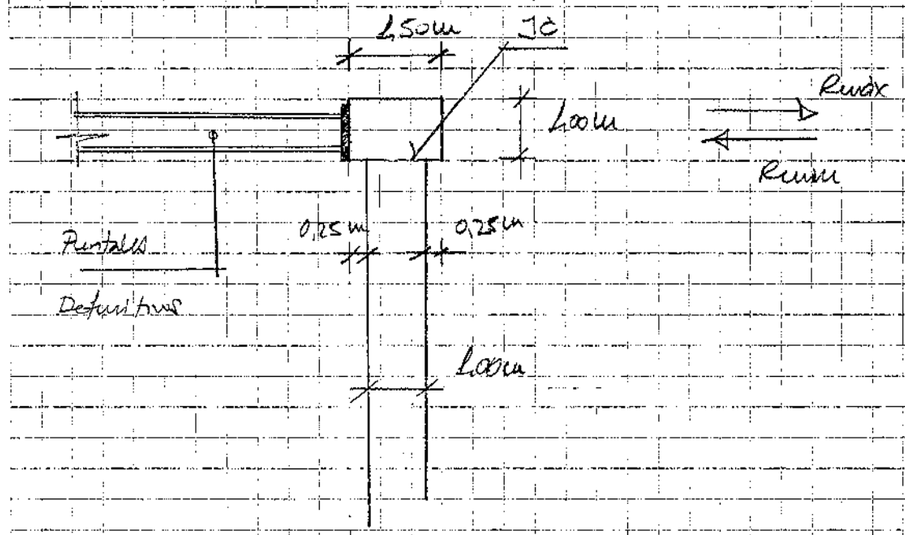
b) Tomando $s = 0{,}60$ — $A_{sw} = 12{,}21 \text{ cm}^2$ en cada plano

Tomando barras a 0,15 m entran 26 barras en 4 m

→ $0{,}47 \text{ cm}^2/\text{barra}$ (OK!)

Se cubre con la armadura dispuesta

VIGA HORIZONTAL DE APOYO DE PUNTALES DEFINITIVOS



REACCIÓN MÁXIMA EN PUNTALES DEFINITIVOS

SECCIÓN	Rmáx P. def	Rmín P. def
• CH2PI.RD	18,20 Tn/m ✓	-15,20 Tn/m ✓
• CH2PII.RD (Impacto)	62,18 Tn/m	-15,20 Tn/m
• CH2PIN.RD	15,50 Tn/m ✓	-8,21 Tn/m ✓
• CH2PINI.RD (Impacto)	59,25 Tn/m	-8,21 Tn/m
• CH2PF.RD	15,69 Tn/m ✓	-26,24 Tn/m ✓
• CH2PFI.RD (Impacto)	58,91 Tn/m	-26,24 Tn/m
• CH2PR.RD	15,32 Tn/m ✓	0,00 Tn/m ✓
• CH2PRI.RD (Impacto)	58,86 Tn/m	0,00 Tn/m
• CH2PFR.RD	24,24 Tn/m ✓	0,00 Tn/m ✓
• CH2PFRI.RD	64,25 Tn/m	0,00 Tn/m
Situación persistente:	Rmáx = 24,24 Tn/m	Rmín = -26,24 Tn/m
Situación ACCIDENTAL:	Rmáx = 62,18 Tn/m	Rmín = 0,0 Tn/m

Puntales provisionales

Cargas máximas:

CH2PI.RD Rmáx = 92,58 Tn/m

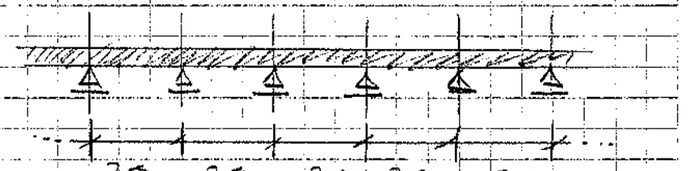
CH2PIN.RD Rmáx = 70,06 Tn/m

CH2PF.RD Rmáx = 78,04 Tn/m

CH2PRI.RD Rmáx = 0,0 Tn/m → No hay puntales provisionales

CH2P Rmáx = 0,0 Tn/m → No hay puntales provisionales

Esquema estático:



Viga de gran canto

h = 1,50m
l = 2,50m
} h/l = 0,6 > 0,40 (→ Relación h/l máxima en viga de gran canto)

$q_d = \begin{cases} \gamma_f \cdot r_{máx} \\ \gamma_f \cdot r_{mín} \end{cases} = \begin{cases} 1,50 \cdot 24,24 = 36,4 \text{ Tn/m} \\ 1,0\,(-26,24) = -39,4 \text{ Tn/m} \\ 1,00 \cdot 62,18 = 62,18 \text{ Tn/m} \rightarrow \text{ACCIDENTAL} \end{cases}$

Dimensionamiento de la armadura como viga de gran canto

$q_d = 625\ kN/m$

* Armadura sobre apoyos: (Ver EHE art 62.4.1)

$T_{2d} = 0,20\, p_d \cdot \ell = A_s \cdot f_{yd}$

$T_{2d} = 0,20 \cdot 625\ kN/m \cdot 2,50 m = 312,5\ kN = 0,3125\ MN$

$A \geq T_{2d}/f_{yd} = 0,3125\ MN / 400\ MPa = 7,81\ cm^2 \rightarrow 3\phi 20.6\ 4\phi 16$

* Armadura inferior (vano extremo del lado seguro)

$T_{1d} = 0,16\, p_d \cdot \ell = A_s \cdot f_{yd}$

$T_{1d} = 0,16 \cdot 625\ kN/m \cdot 2,50 m = 250\ kN = 0,250\ MN$

$A \geq T_{1d}/f_{yd} = 0,250\ MN / 400\ MPa = 6,25\ cm^2 \rightarrow 2\phi 20$ ó $4\phi 16$

CORTANTE + CUELGUE REACCIÓN

Las bielas de cortante pasan directamente a los apoyos, no es necesaria armadura transversal por cortante

Cuelgue de la reacción

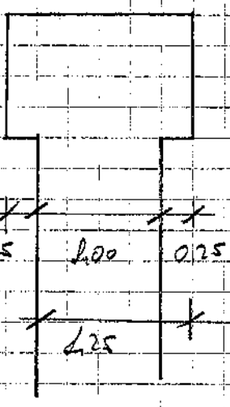
Se debe colgar:

$V_{cuelgue} = V_{total} \frac{1,00\ m}{4,25\ m}$

$V_{cuelgue} = 625\ kN/m \frac{4,25}{1,25}$

$V_{cuelgue} = 500\ kN/m$

$A_\alpha \geq \frac{V_{cuelgue}}{f_{yd}} = \frac{0,50\ MN/m}{400\ MPa} = 12,5\ cm^2/m$



Can Tunis 6-Sept-2004

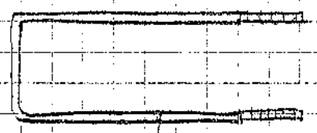
INTRODUCCIÓN DE LA REACCIÓN.

$Td = 0{,}75\ Rd$; $Rd = rd \cdot s = 625 kN/m \times 2{,}50m = 1562{,}5 kN$

$Td = 0{,}75 \cdot 1562{,}5 kN = 390{,}625 kN = 0{,}391 MN$

$A_s \geq \frac{Td}{fyd} = \frac{0{,}391 MN}{400 MPa} = 9{,}77 cm^2$ ← la cubre con el margen sobre la armadura de flexión (OK!)

Deben anclarse los pernos para las reacciones del tiro



← A definir cuando se conozcan los perfiles a disponer.

ϕ 20mm TR16 (A44)

Máximo tiro a soportar $qd = 400 kN/m$

con 1 perno cada 250m → $Rd = 400 kN/m \cdot 2{,}50m$

$Rd = 1000 kN$

Disponiendo 4 pernos/placa de apoyo

$Rd = 250 kN$/perno

Tadm =

NOTE BOOK

VERIFICACIONES POR ASIENTO EN LA COTA DE CORONACIÓN DEL TERRAPLÉN DE LA RONDA LITORAL

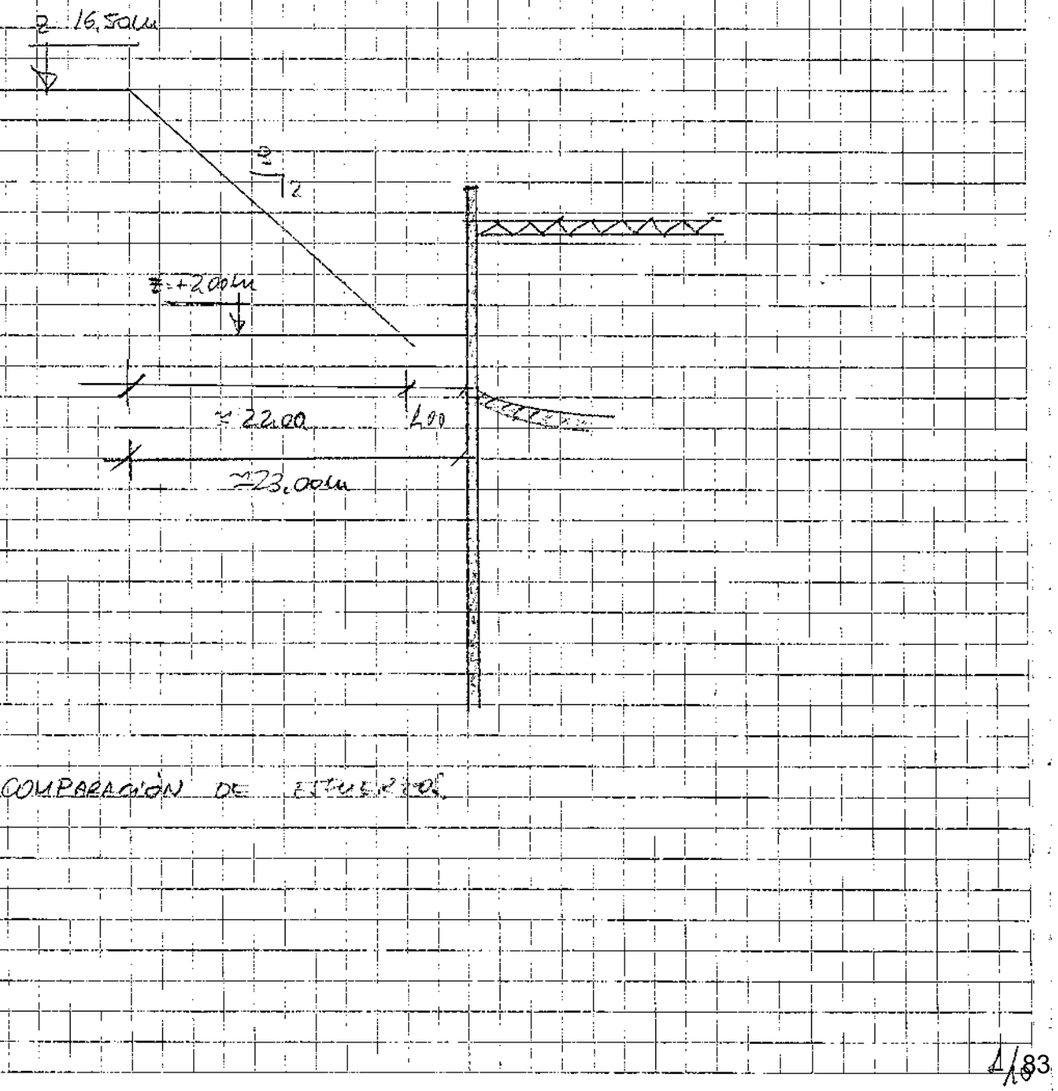
COMPROBACIÓN CON CAMBIO DE ALTURA

El terraplen de la Ronda está a la cota z = 16.0m se recomprueban esfuerzos

Si verifica la cuesta más cercana la Ronda litoral

TRAMO L-2A

Archivo Rido "CH2PTJM.RD"



COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CH2PIJM *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO SIN PUNTAL PROVISIONAL Y CON PUNTAL
* PROFUNDO A BASE DE JET-GROUTING.
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* RECINTO PARA LA CONSTRUCCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION INICIAL PK 707+660
* CAMBIO EN LA ALTURA DEL TERRAPLEN DE LA RONDA LITORAL
7.757
-14.0 1.0^3*2.726E6/12
5.85
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
* Y DE LA MODIFICACION DEL TERRENO INTRODUCIDA POR EL JET-GROUTING
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000
SOI(2) -7.5
-14.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30.0 0.0 0.0 0.0 8000.0
EXC(1) 2.0
EXC(2) 2.0
SUB(1,1) 2.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 2.0 1.0 2.0 2.33
SUB(1,1) 2.0 2.0 3.0 3.66
SUB(1,1) 2.0 3.0 4.0 4.99
SUB(1,1) 2.0 4.0 5.0 6.32
SUB(1,1) 2.0 5.0 6.0 7.65
SUB(1,1) 2.0 6.0 7.0 8.98
SUB(1,1) 2.0 7.0 8.0 10.31
SUB(1,1) 2.0 8.0 9.0 11.64
SUB(1,1) 2.0 9.0 10.0 12.97
SUB(1,1) 2.0 10.0 11.0 14.30
SUB(1,1) 2.0 11.0 12.0 15.63
SUB(1,1) 2.0 12.0 13.0 16.96
SUB(1,1) 2.0 13.0 14.0 18.29
SUB(1,1) 2.0 14.0 15.0 19.62
SUB(1,1) 2.0 15.0 16.0 20.95
SUB(1,1) 2.0 16.0 17.0 22.28
SUB(1,1) 2.0 17.0 18.0 23.61
SUB(1,1) 2.0 18.0 19.0 24.94
SUB(1,1) 2.0 19.0 20.0 26.27
SUB(1,1) 2.0 20.0 21.0 27.61
SUB(1,1) 2.0 21.0 22.0 28.94
SUB(1,1) 2.0 22.0 35.0 30.27
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -14.0 13.075
WAT(2) -8.0 0.0
WAT(2) -14.0 8.0
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO DE MUROS, PUNTALES DEFINITIVOS
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 7.257 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -5.50
```

Hasta la cota z = 16,50 m

$q = (16,50 - 20) \cdot 2,0\ T/m^2 + 1,0\ T/m^2$

$q = 30,0\ T/m^2$

```
CAL
* ETAPA 3: RELLENO HASTA REPOSICION TERRENO NATURAL
BAC(1) 5.85 0.5
2.00 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.0 0.0 1000
SUB(1) 5.85 0.0 7.0 1.0
SUB(1,1) 5.85 7.0 8.0 2.33
SUB(1,1) 5.85 8.0 9.0 3.66
SUB(1,1) 5.85 9.0 10.0 4.99
SUB(1,1) 5.85 10.0 11.0 6.32
SUB(1,1) 5.85 11.0 12.0 7.65
SUB(1,1) 5.85 12.0 13.0 8.98
SUB(1,1) 5.85 13.0 14.0 10.31
SUB(1,1) 5.85 14.0 15.0 11.64
SUB(1,1) 5.85 15.0 16.0 12.97
SUB(1,1) 5.85 16.0 17.0 14.30
SUB(1,1) 5.85 17.0 18.0 15.63
SUB(1,1) 5.85 18.0 19.0 16.96
SUB(1,1) 5.85 19.0 20.0 18.29
SUB(1,1) 5.85 20.0 21.0 19.62
SUB(1,1) 5.85 21.0 22.0 20.95
SUB(1,1) 5.85 22.0 35.0 22.28
CAL
* ETAPA 4: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -14.0 14.075
WAT(2,1) -5.4 0.0 5.5
WAT(2) -14.0 14.075
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

Hasta la cota z = 16,50 m

$q = (16,5 - 5,85) \cdot 2,0 + 1,0 = 22,30\ T/m^2$

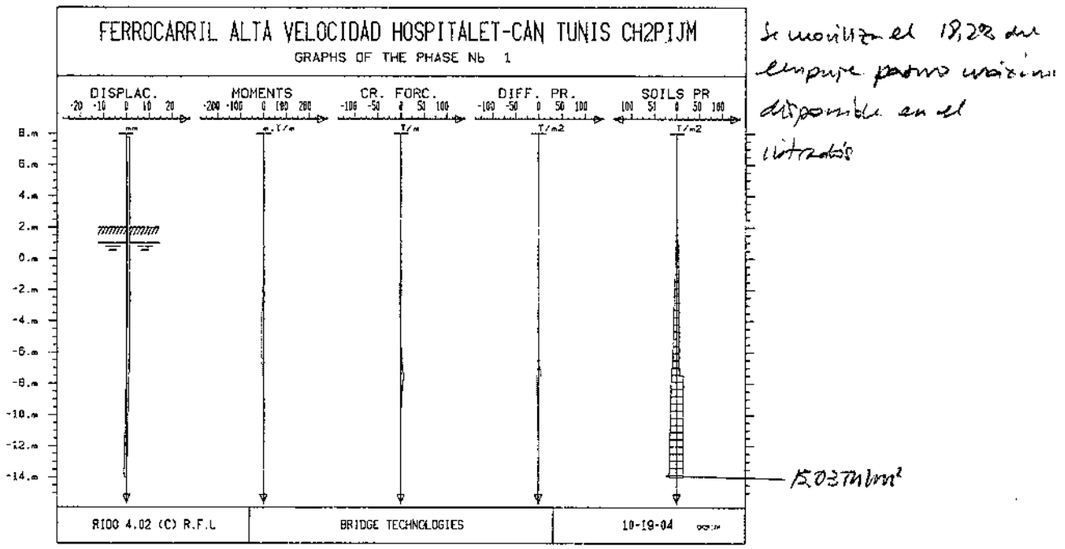
$q = 22,30\ T/m^2$

PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL RECINTO DEL CAJÓN HINCADO (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN INICIAL 706+660

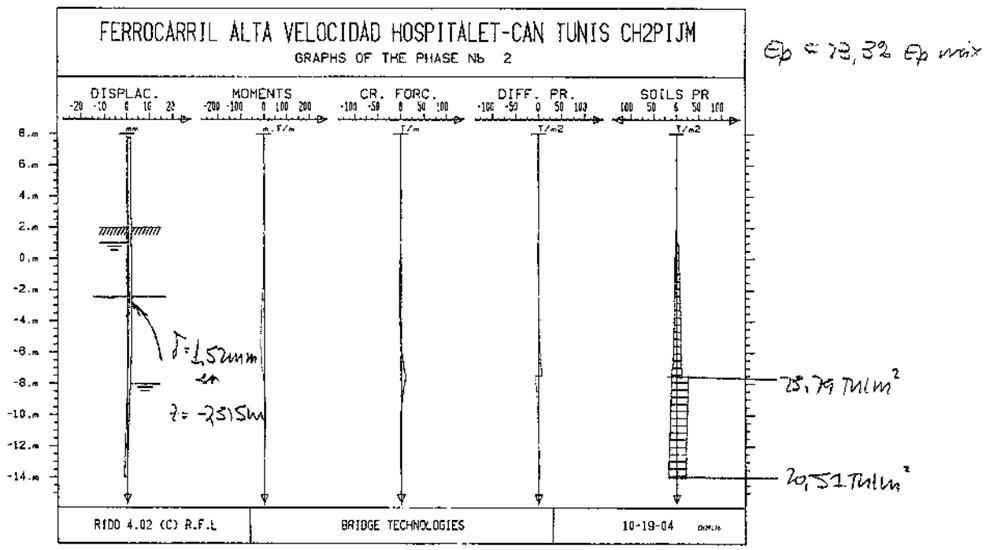
EXCAVACIÓN SIN NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

COMPROBACIONES ADICIONALES POR CAMBIO ENLA COTA DEL TERRAPLÉN DE LA RONDA LITORAL

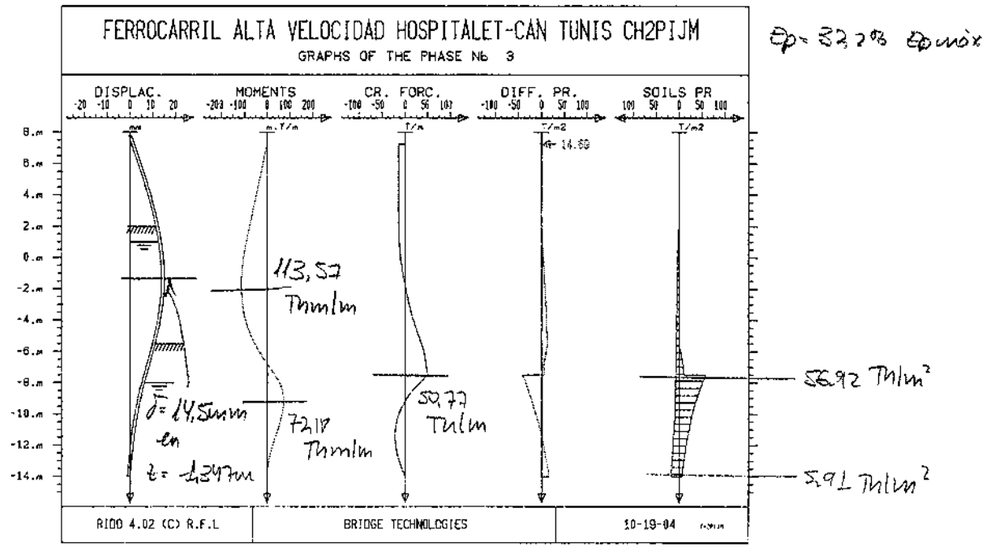
ESTADO PREVIO:



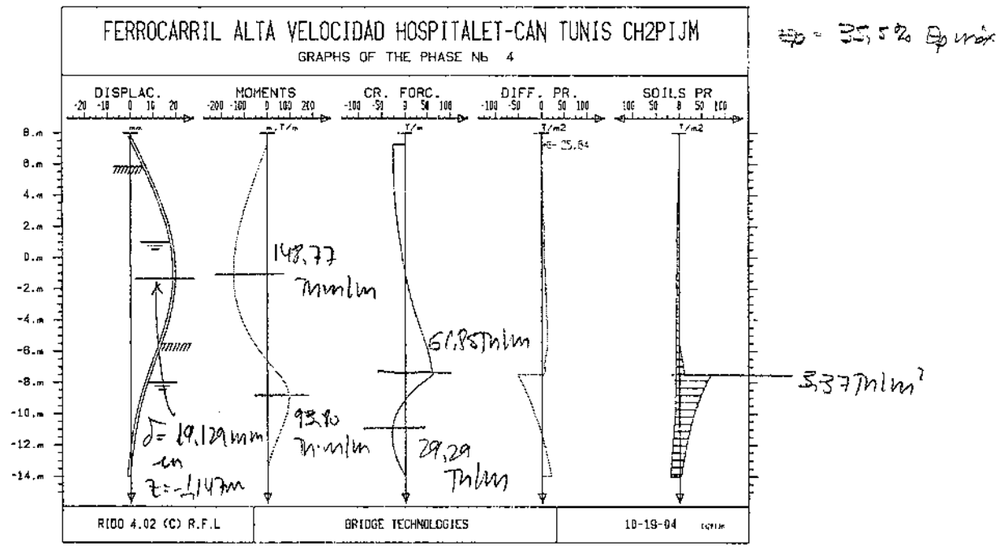
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



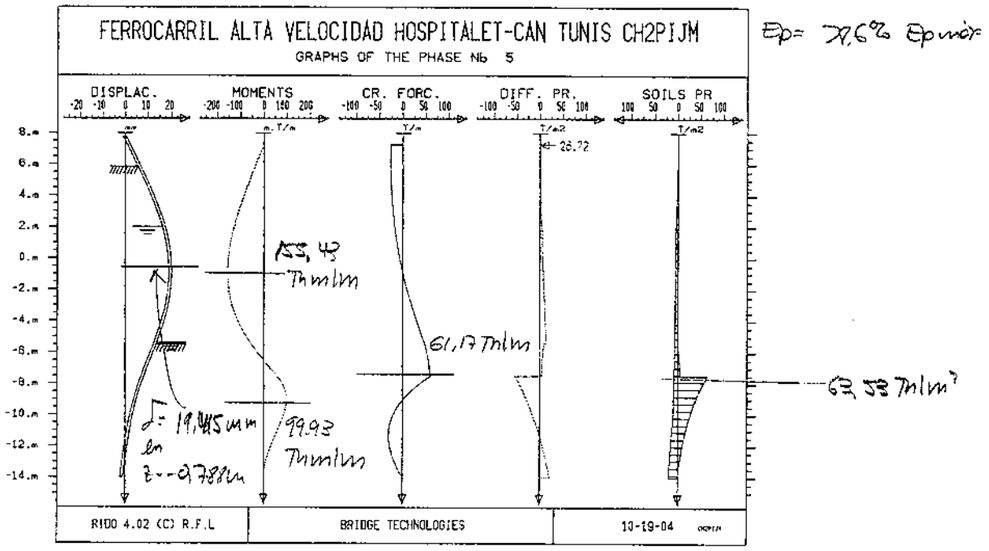
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+7.257m Y EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=-5.50m (ES LA COTA MÍNIMA POR LA QUE DESLIZA EL CAJÓN):



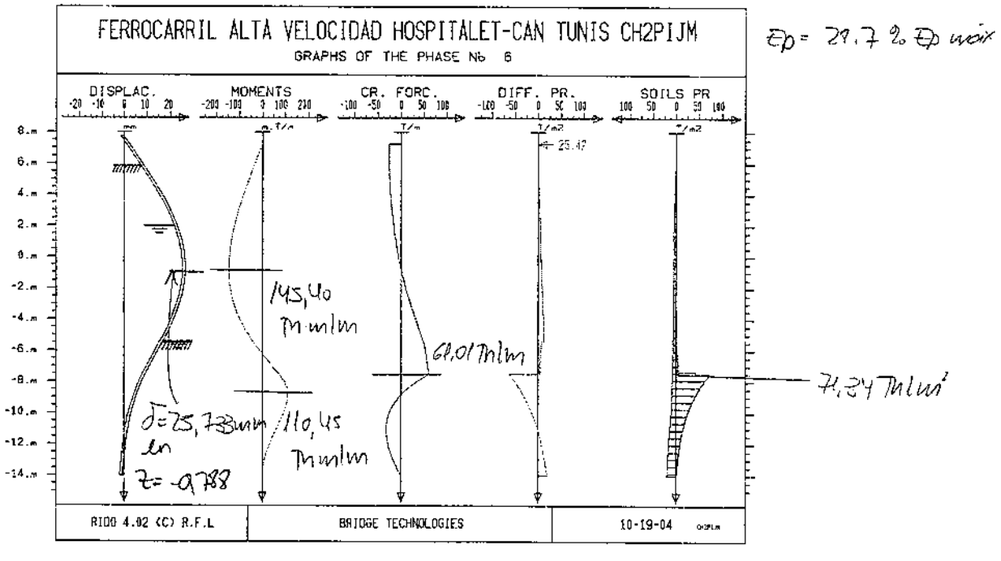
RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



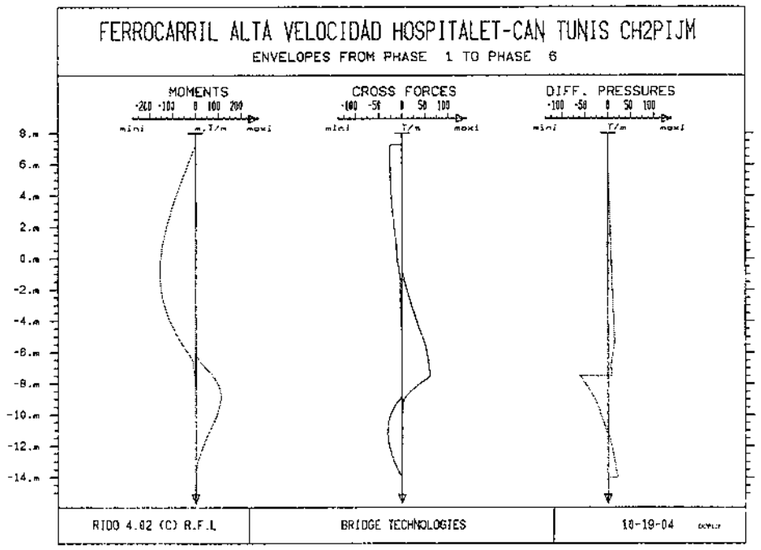
SUBIDA NF HASTA COTA MÁXIMA POR CARRERA EXTREMA DE MAREA:



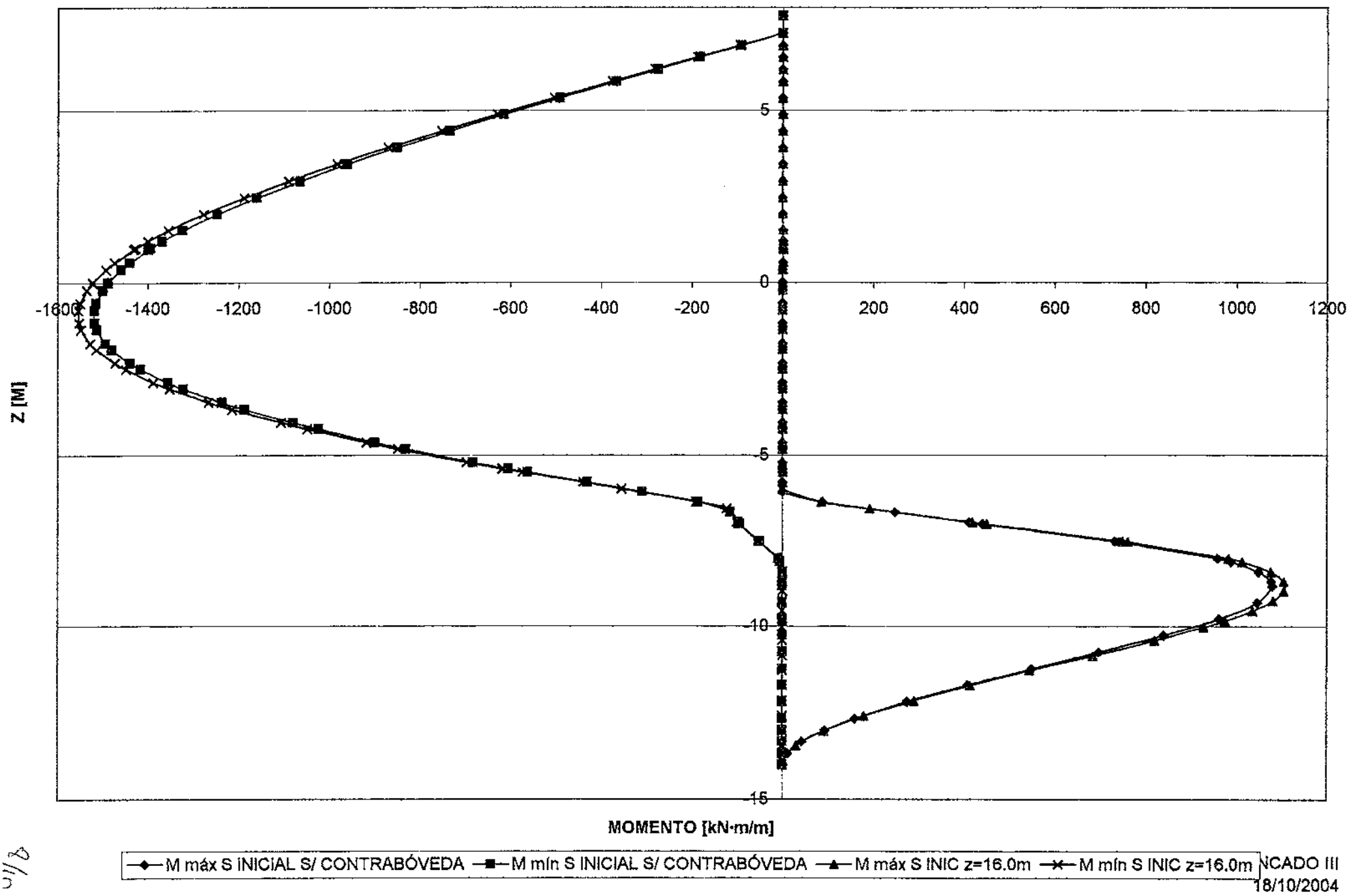
FLUENCIA:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:

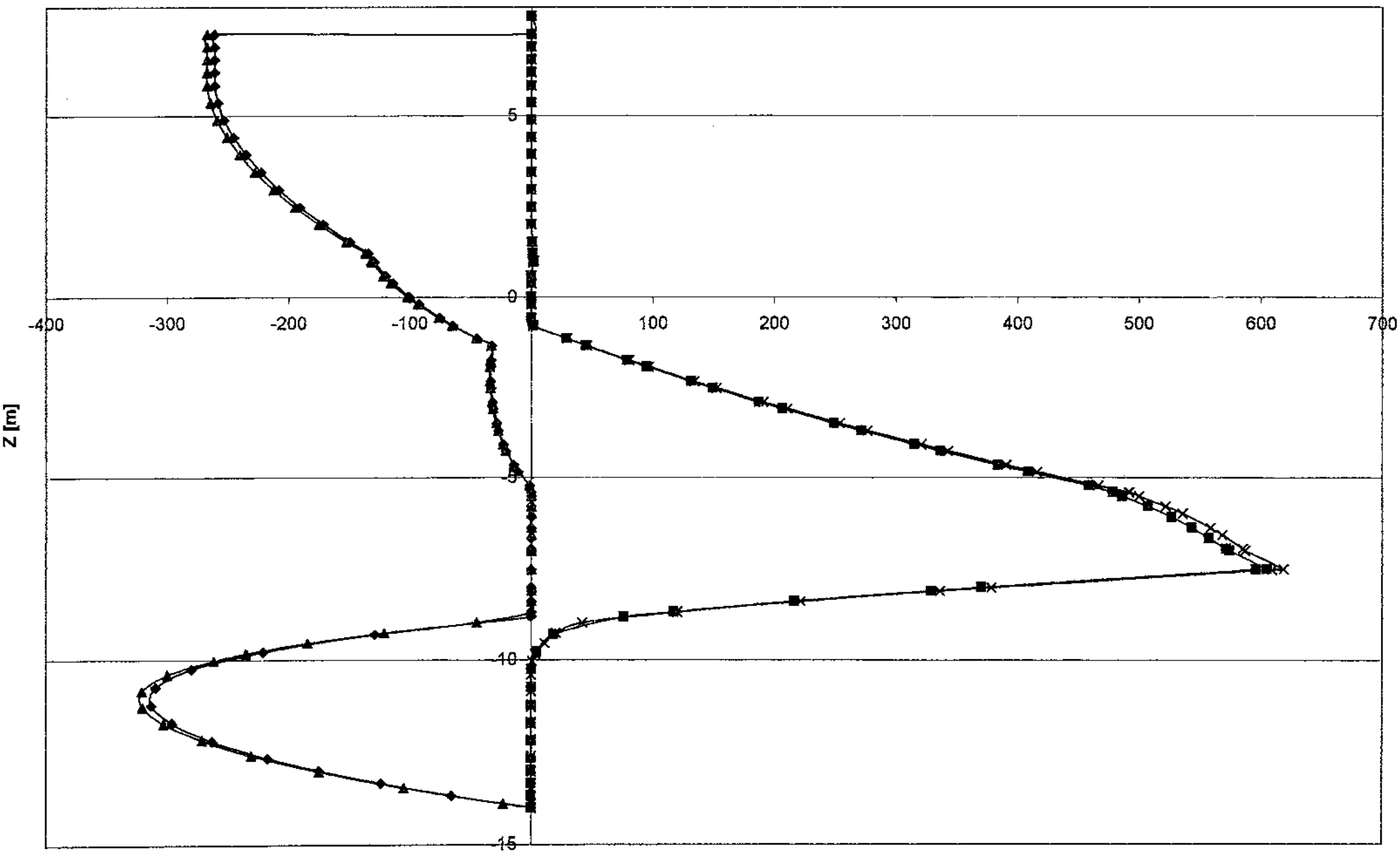


ENVOLVENTE DE MC NTOS FLECTORES (TERRAPLÉN RONC N Z=16.0m)



NCADO III
18/10/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



DIFERENCIAS EN ESFUERZOS

a) MOMENTOS FLECTORES

- Momento flector máximo fraccionando el tramo 1

$M_{(\varepsilon=1\%)} = 1519,28$ KN.m/m
$M_{(2-16)} = 1554,27$ KN.m/m
} $\varepsilon = 2,2\%$

- Momento flector máximo fraccionando el tramo 2

$M_{(2=1\%)} = 1079,22$ KN.m/m
$M_{(2-16)} = 1104,2$ KN.m/m
} $\varepsilon = 2,3\%$

b) CORTANTES

$V_{(2=1\%)} = 604,98$ KN.m/m
$V_{(2-16)} = 618,52$ KN.m/m
} $\varepsilon = 2,2\%$

El empuje pasivo máximo movilizado es del 35,5%, con el terreno a la cota 2-1400m, el empuje pasivo máximo movilizado esta del 24,9% del empuje pasivo máximo disponible → $\varepsilon = 1,7\%$.

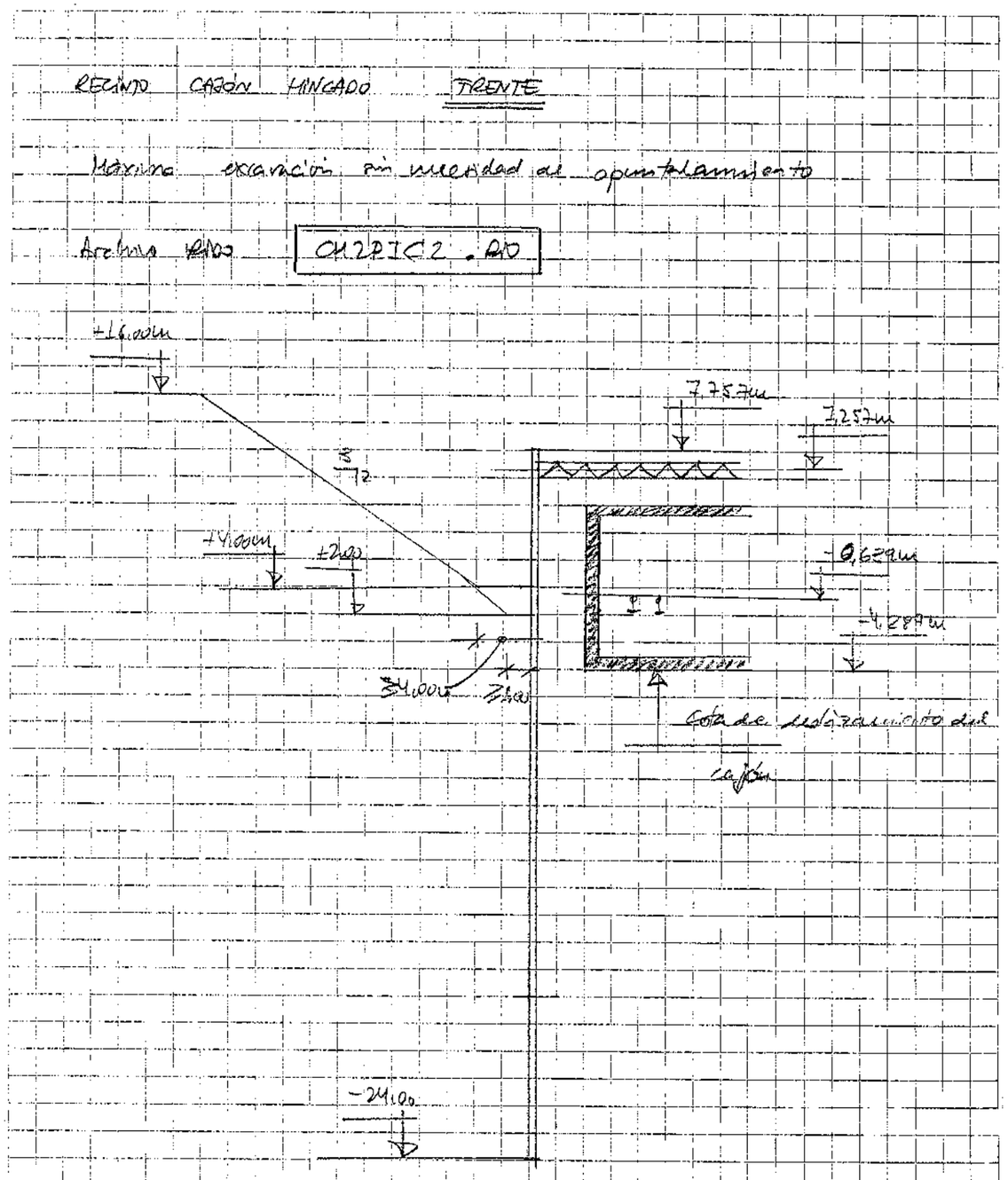
TODOS LOS INCREMENTOS SON ASUMIBLES EN LOS MARGENES DE SEGURIDAD ADICIONALES QUE SE EXIGEN AL PASO DE 2m² DE EXCAVACION A CARAS.

NOTE BOOK

RECINTO CAJON HINCADO FRENTE

Máxima excavación sin necesidad de apuntalamiento

Archivo dxf: CAJPIC2.DXF

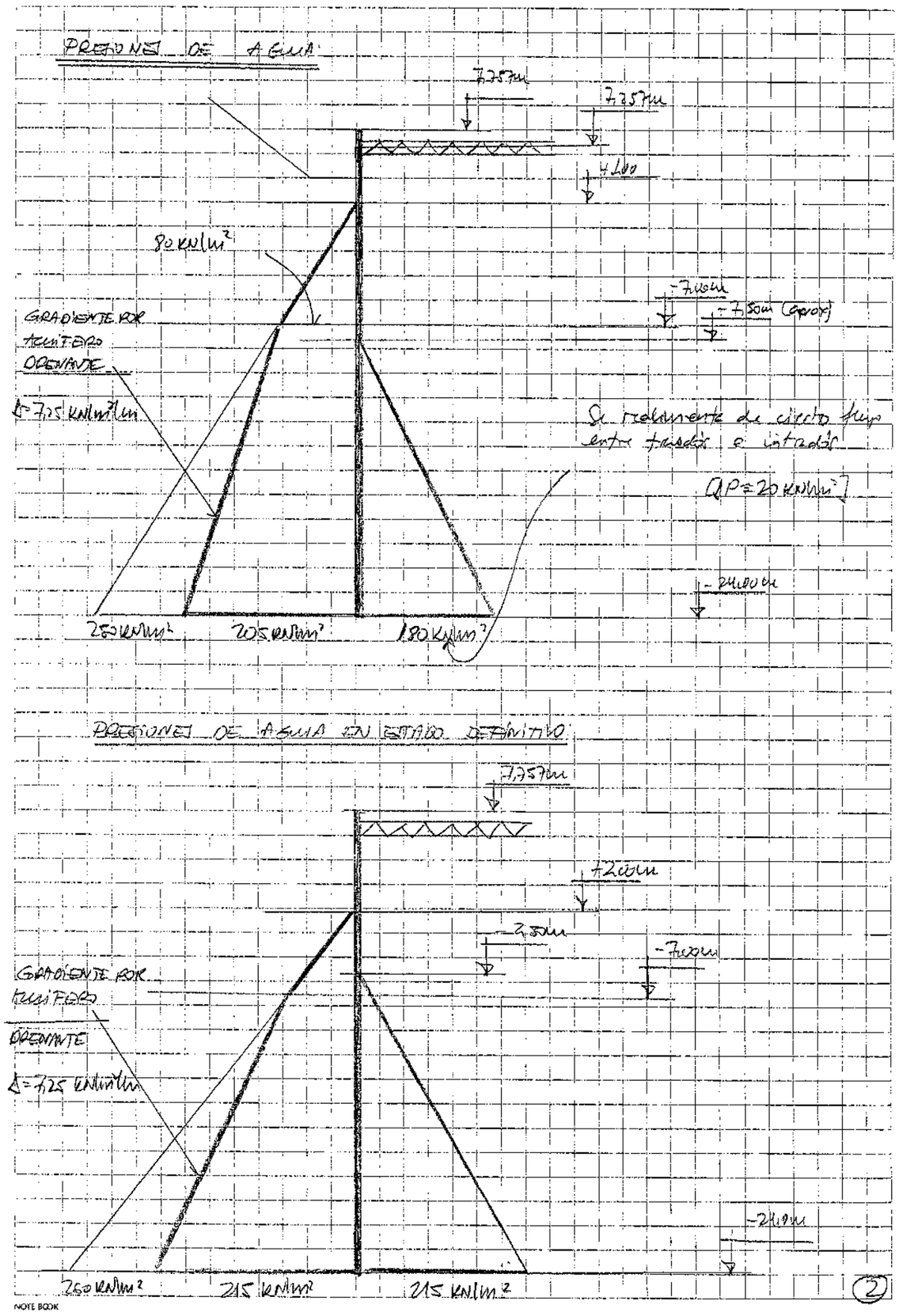


Debe alcanzarse la cota de máxima excavación sin necesidad de puntales provisionales. Existe un tapón de fondo de jet-grouting para evitar la entrada de agua durante el hincado. El jet-grouting mejorará las condiciones de excavación pero no se ha tenido en cuenta en ningún caso en el cálculo (Información adicional)

NOTE BOOK

Can Tunis 17-NOV-04

PRESIONES DE AGUA



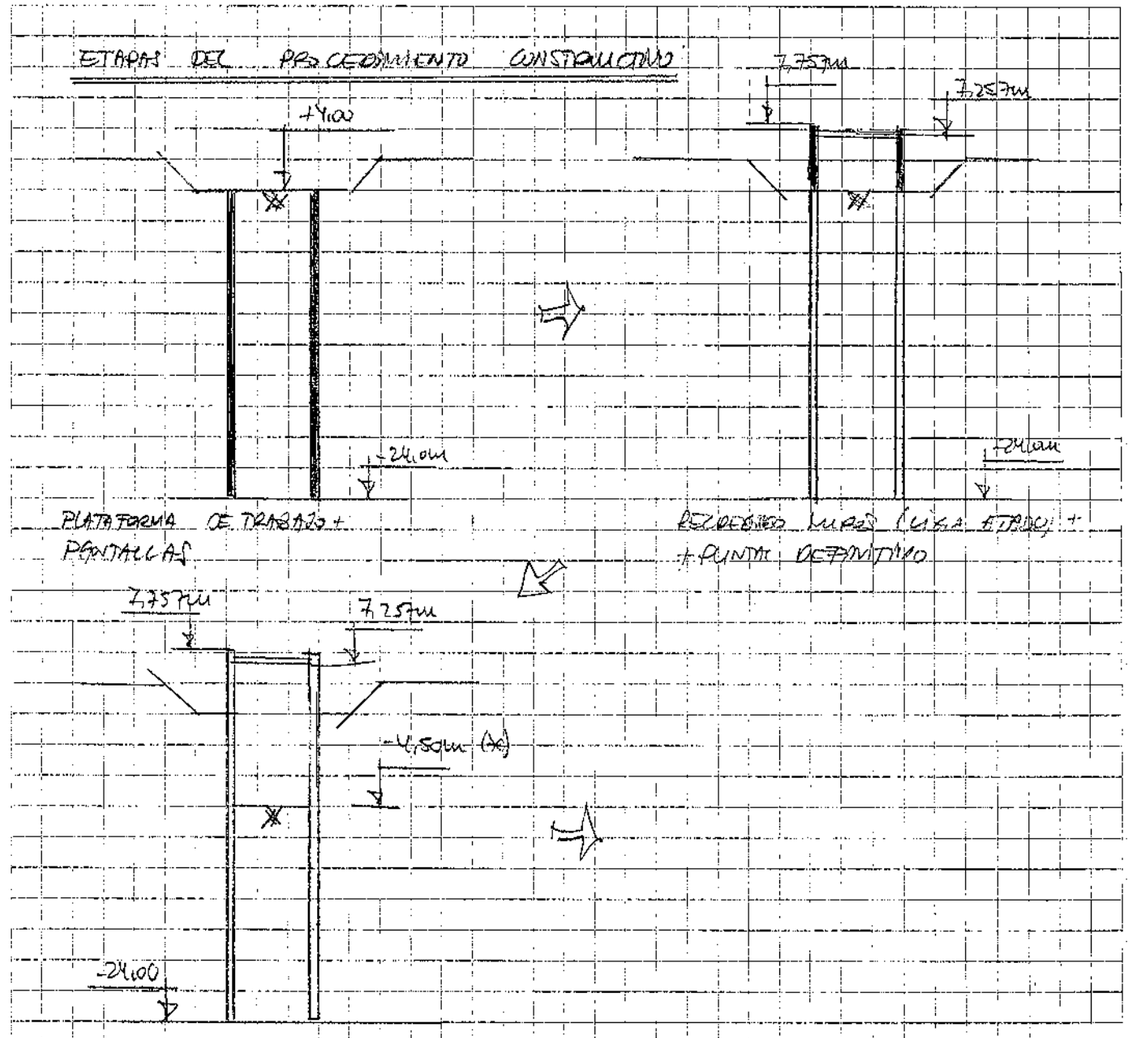
PRESIONES DE AGUA EN ESTADO DEFINITIVO

2

NOTE BOOK

Can Tunis 17-NOV-04

ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



EXCAVACIÓN HASTA cME

(*) Cota de nivel freático del cajón hincado. Del todo seguro (a nivel z=-4,30m) es la cota de máxima excavación durante el hincado.

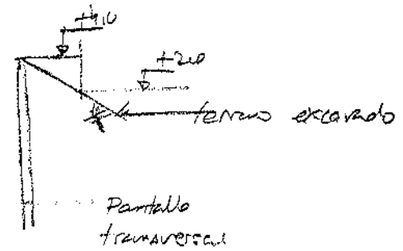
El relleno posterior hasta reposición del terreno natural se realiza cuando el cajón ya se ha hincado — El coste es encargado de transportarlo

3

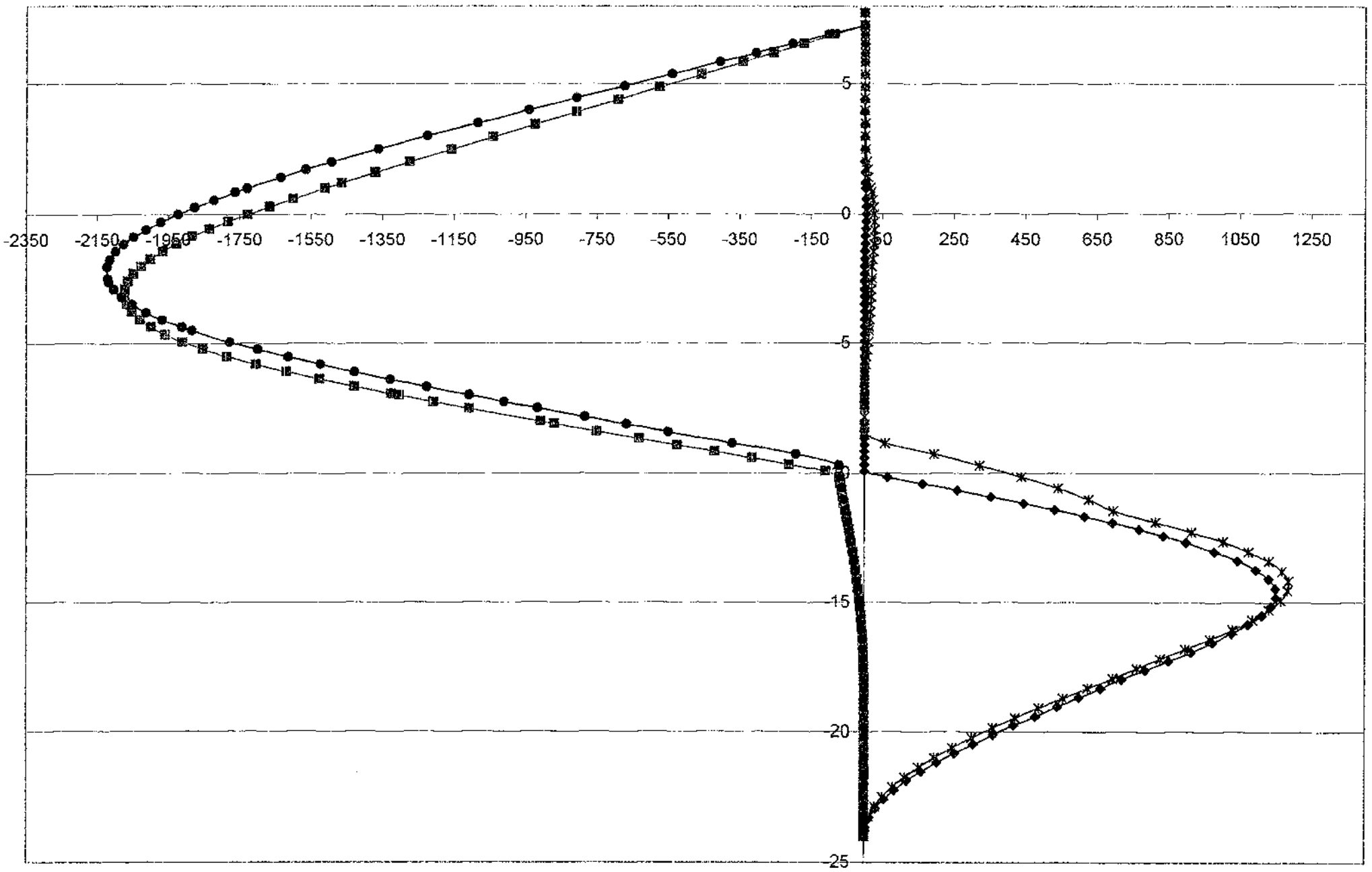
NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CH2PIC2 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO SIN PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* RECINTO PARA LA CONSTRUCCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION INICIAL PK 707+660
* COMPROBACION POR CAMBIO DE RASANTE
7.757✓
-24.0 1.0^3*2.726E6/12 ✓
5.85✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000 ✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000 ✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0 ✓
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000✓
EXC(1) 4.0✓
EXC(2) 4.0✓
SUB(1,1) 4.0 0.0 4.0 1.0✓
SUB(1,1) 4.0 4.0 5.0 2.33 ✓
SUB(1,1) 4.0 5.0 6.0 3.66✓
SUB(1,1) 4.0 6.0 7.0 4.99
SUB(1,1) 4.0 7.0 8.0 6.32
SUB(1,1) 4.0 8.0 9.0 7.65
SUB(1,1) 4.0 9.0 10.0 8.98
SUB(1,1) 4.0 10.0 11.0 10.31
SUB(1,1) 4.0 11.0 12.0 11.64
SUB(1,1) 4.0 12.0 13.0 12.97
SUB(1,1) 4.0 13.0 14.0 14.30
SUB(1,1) 4.0 14.0 15.0 15.63
SUB(1,1) 4.0 15.0 16.0 16.96
SUB(1,1) 4.0 16.0 17.0 18.29
SUB(1,1) 4.0 17.0 18.0 19.62
SUB(1,1) 4.0 18.0 19.0 20.95
SUB(1,1) 4.0 19.0 20.0 22.28
SUB(1,1) 4.0 20.0 21.0 23.61
SUB(1,1) 4.0 21.0 22.0 24.94
SUB(1,1) 4.0 22.0 35.0 25.00 ✓
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -24.0 20.5✓
WAT(2) -7.5 0.0✓
WAT(2) -24.0 18.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: RECRECIDO DE MUROS, PUNTALES DEFINITIVOS
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 7.257 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -4.50✓
CAL ✓
* ETAPA 3: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0 ✓
WAT(1) -24.0 21.5✓
WAT(2) -2.50 0.0 ✓
WAT(2) -24.0 21.5✓
CAL✓
* ETAPA 4: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12 ✓
CAL ✓
END
STA
EVP
STOP
```

Obs: se modeliza el terreno a la cota +4,00 — cd conservador. en realidad



ENV[illegible]/ENTE DE MOMENTOS FLECTORES(sobre INICIAL SIN PUNTAL

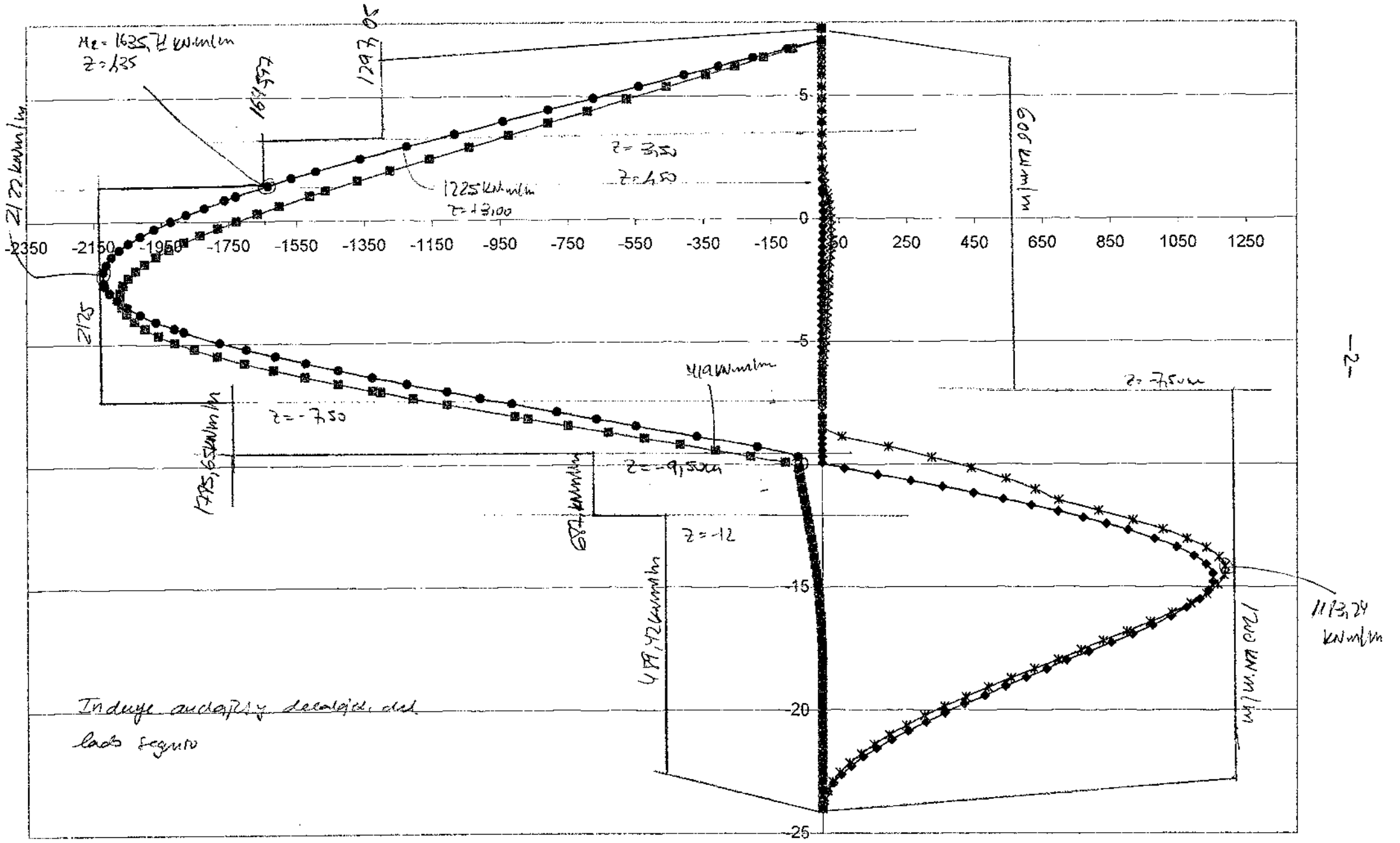


P CAJÓN HINCADO V
18/11/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES S INICIAL SIN PUNTAL

P CAJÓN HINCADO V

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES TRAMO 1-2 (A)



Incluye anclajes y escalera del lado seguro

P CAJÓN HINCADO V
18/11/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES TRAMO 1-2 (A)

MOMENTOS RESISTIDOS POR LA PANTALLA TRAMO 1-2 (A)

TRASDOS

- Momento último con 5Ø25

A_s = 24,545 cm²/m

m_u = 909,62 KN·m/m

Momento último en eje característico m_{uk} = 606,41 KN·m/m

- Momento último con (6+5) Ø25

A_s = 52,999 cm²/m

m_u = 1801,14 KN·m/m; m_{uk} = 1200,76 KN·m/m

INTRADOS

- Momento último con 4Ø25

A_s = 19,636 cm²/m

m_u = 734,13 KN·m/m ; m_{uk} = 489,42 KN·m/m

- Momento último con 6Ø25

A_s = 29,454 cm²/m

m_u = 1039,7 KN·m/m; m_{uk} = 677,13 KN·m/m

- Momento último 6Ø32 + 6Ø32 L.I Ø32

A_s = 104,546 cm²/m

m_u = 3187,5 KN·m/m; m_{uk} = 2125,00 KN·m/m

- Momento último con (6+6) Ø25 = 58,909 cm²/m

m_u = 1945,50 KN·m/m m_{uk} = 1297,05 KN·m/m

- Momento último con 6Ø25 + 6Ø32

A_s = 77,706 cm²/m m_u = 2468,96 KN·m/m

m_{uk} = 1645,97 KN·m/m

NOTE BOOK

- Momento último con 7Ø32 + 6 Ø25

A_s = 85,742 cm²/m

m_u = 2678,47 KN·m/m; m_{uk} = 1785,65 KN·m/m

- Momento último con (6+6) Ø25

A_s = 58,909 cm²/m

m_u = 1945,58 KN·m/m; m_{uk} = 1297,05 KN·m/m

CORTANTES ÚLTIMOS

- Cortante último con cercos Ø16

A_d = 21,45 cm²/m

A_s = 29,454 cm²/m (6Ø25 para el cálculo, como mínimo)

V_u = 952,60 KN/m ; V_{uk} = 635,07 KN/m

- Cortante último con cercos Ø12

A_d = 12,064 cm²/m

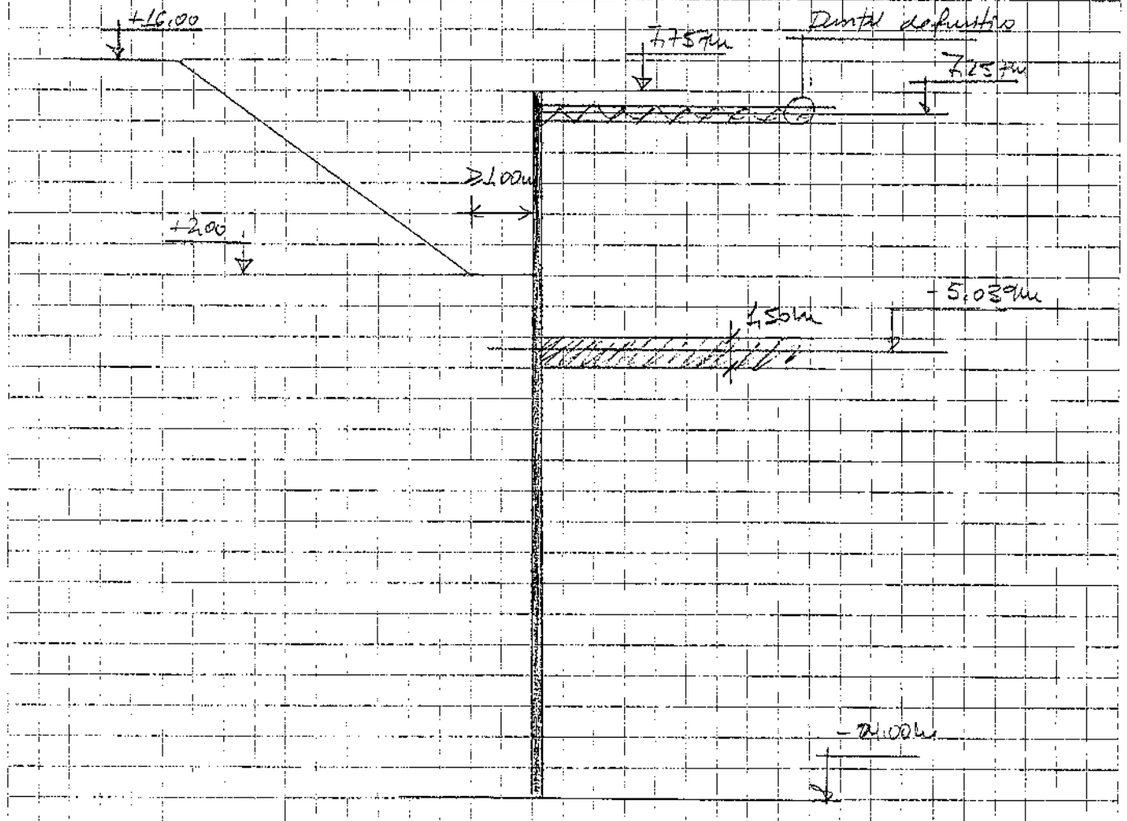
A_s = 29,454 cm²/m

V_u = 651,87 KN/m ; V_{uk} = 434,58 KN/m

RECINTO DEL CAJON HINCADO FRENTE

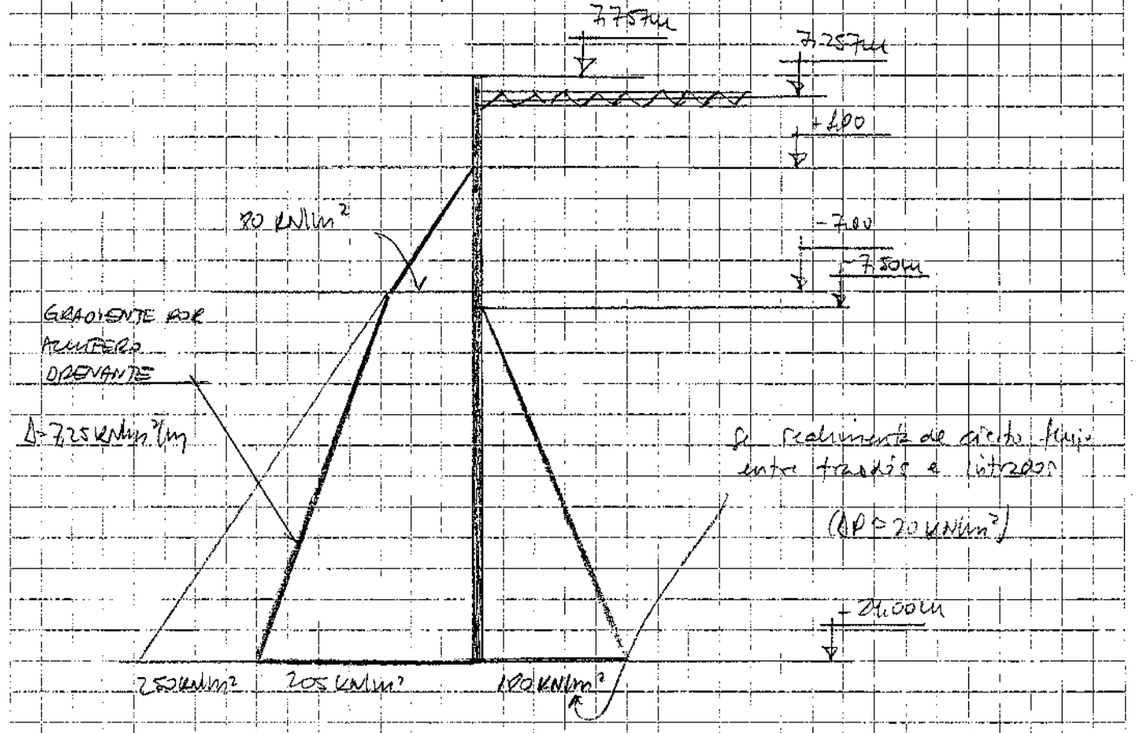
Maxima excavación en un nivel de puntales intermedios

Archivo RAU CH20IZC2.RU

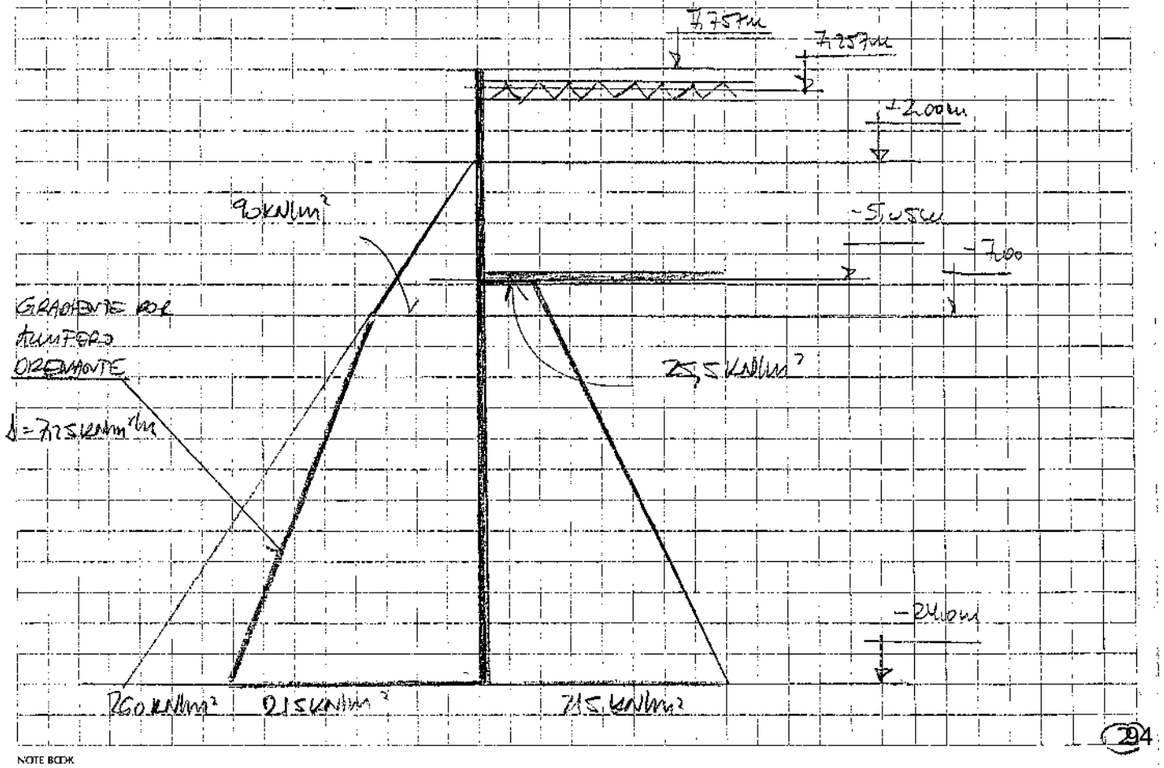


EXCAVACIÓN CON 1 NIVEL DE PUNTALES INTERMEDIOS

PRESIONES DE AGUA

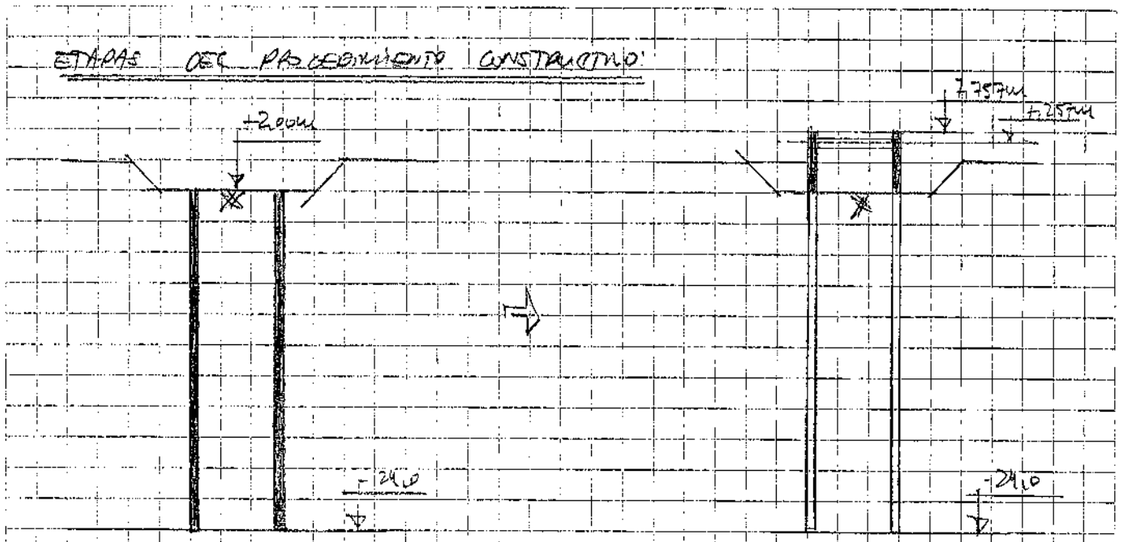


PRESIONES DE AGUA EN ESTADO DEFINITIVO



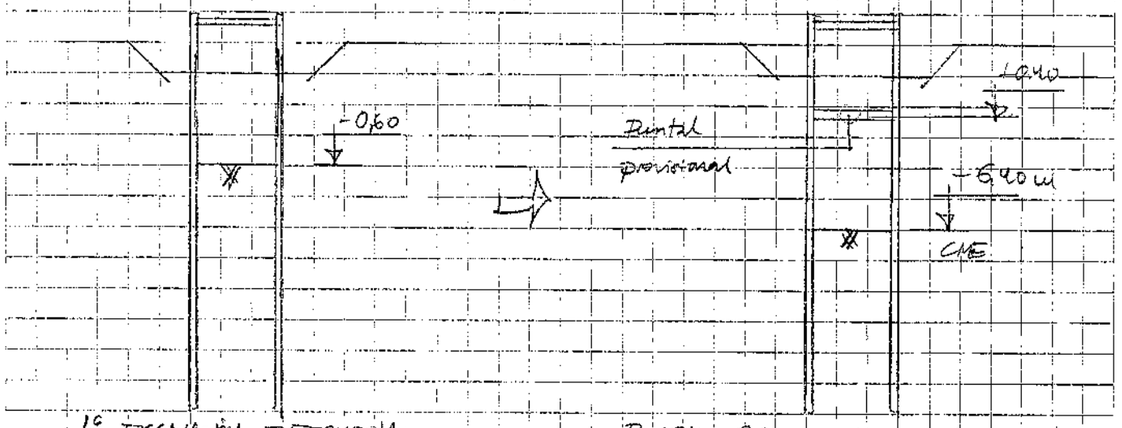
Can Tunis 17-Nov-04

ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



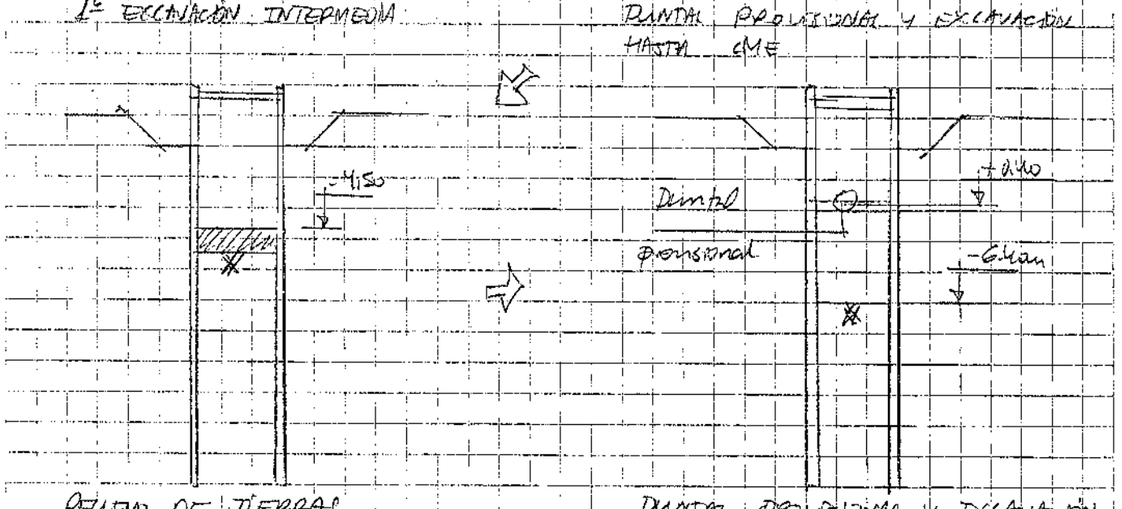
PLATAFORMA DE TRABAJO + PANTALLAS

RECRECIDO MURO GUIA ATAGUIA + PUNTAL DEFINITIVO



1ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA

PUNTAL PROVISIONAL Y EXCAVACIÓN HASTA CME

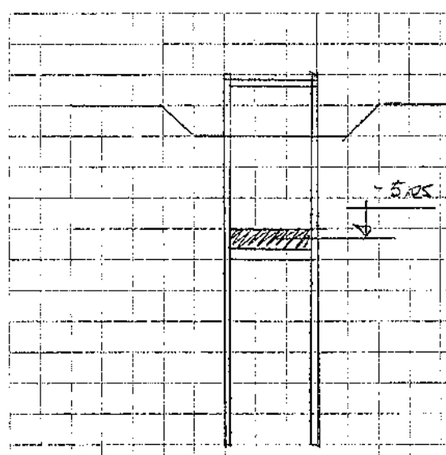


RELLENO DE TIERRAS
RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
⇒ MIN CAOS DE CAJON

PUNTAL PROVISIONAL Y EXCAVACIÓN HASTA CME

NOTE BOOK

Can Tunis 17-Nov-04

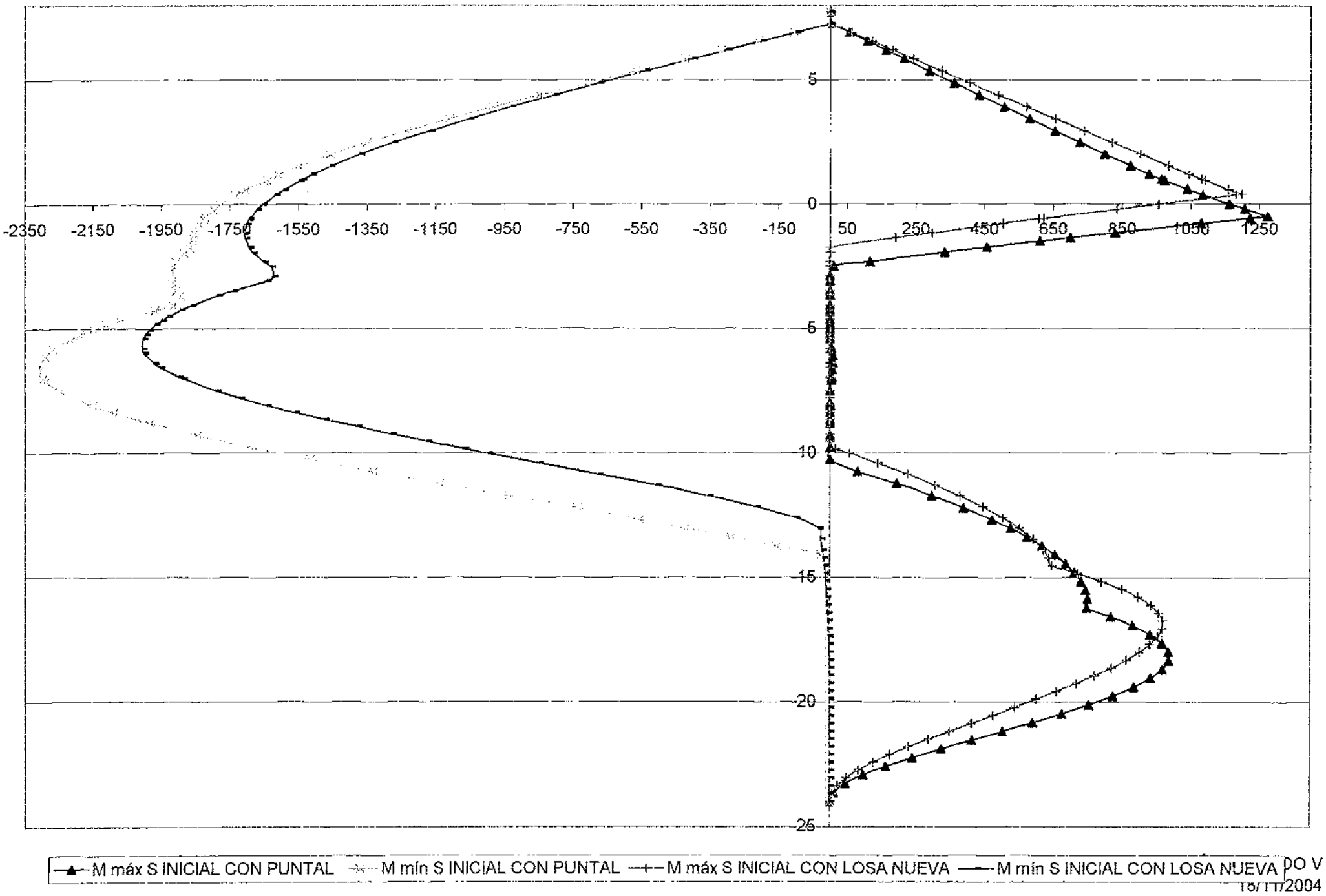


EXCAVACIÓN DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL

NOTE BOOK

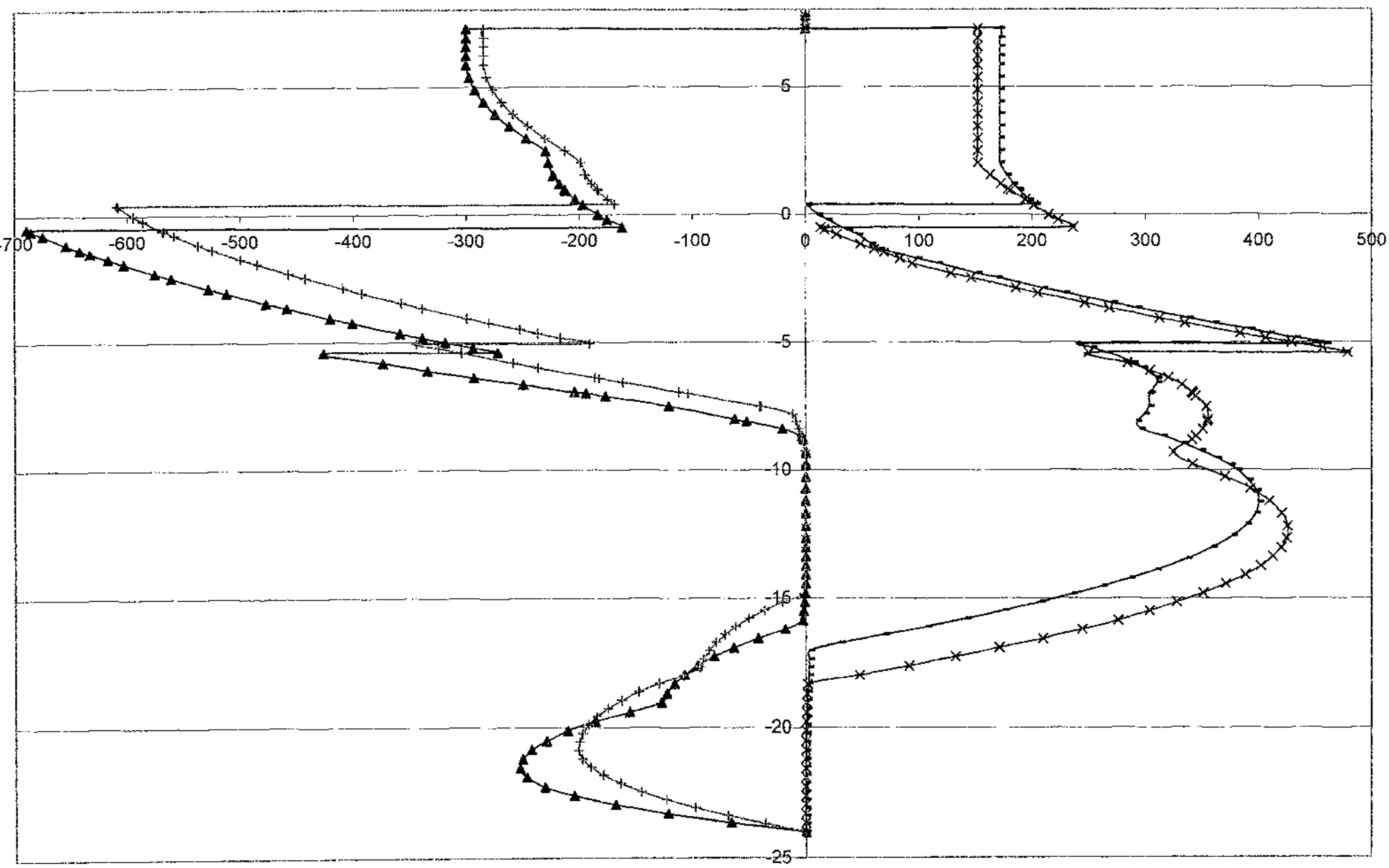
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CH2PI2C2 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* 0.40m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* RECINTO PARA LA CONSTRUCCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION INICIAL PK 707+660 EXCAVACION CON PUNTAL PROVISIONAL
7.757
-24.0 1.0^3*2.726E6/12
5.85
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.0
EXC(2) 2.0
SUB(1,1) 2.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 2.0 1.0 2.0 2.33
SUB(1,1) 2.0 2.0 3.0 3.66
SUB(1,1) 2.0 3.0 4.0 4.99
SUB(1,1) 2.0 4.0 5.0 6.32
SUB(1,1) 2.0 5.0 6.0 7.65
SUB(1,1) 2.0 6.0 7.0 8.98
SUB(1,1) 2.0 7.0 8.0 10.31
SUB(1,1) 2.0 8.0 9.0 11.64
SUB(1,1) 2.0 9.0 10.0 12.97
SUB(1,1) 2.0 10.0 11.0 14.30
SUB(1,1) 2.0 11.0 12.0 15.63
SUB(1,1) 2.0 12.0 13.0 16.96
SUB(1,1) 2.0 13.0 14.0 18.29
SUB(1,1) 2.0 14.0 15.0 19.62
SUB(1,1) 2.0 15.0 16.0 20.95
SUB(1,1) 2.0 16.0 17.0 22.28
SUB(1,1) 2.0 17.0 18.0 23.61
SUB(1,1) 2.0 18.0 19.0 24.94
SUB(1,1) 2.0 19.0 20.0 26.27
SUB(1,1) 2.0 20.0 21.0 27.60
SUB(1,1) 2.0 21.0 22.0 28.93
SUB(1,1) 2.0 22.0 35.0 29.00
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -24.0 20.5
WAT(2) -7.5 0.0
WAT(2) -24.0 18.0
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO DE MUROS, PUNTALES DEFINITIVOS
* Y EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-1.50m
STR 7.257 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -0.60
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=0.40 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 0.40 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -6.40
CAL
* ETAPA 4: RELLENO DE HORMIGON POBRE Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
BAC(2) -4.50 0.5
-6.40 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.0 0.0 1000.0
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=0.40 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 0.40 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -6.40
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
PROVISIONAL
STR -5.05 1.0 0.0 0.0 442600
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 7: RELLENO HASTA REPOSICION TERRENO NATURAL
BAC(1) 5.85 0.5
2.00 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.0 0.0 1000
SUB(1) 5.85 0.0 7.0 1.0
SUB(1,1) 5.85 7.0 8.0 2.33
SUB(1,1) 5.85 8.0 9.0 3.66
SUB(1,1) 5.85 9.0 10.0 4.99
SUB(1,1) 5.85 10.0 11.0 6.32
SUB(1,1) 5.85 11.0 12.0 7.65
SUB(1,1) 5.85 12.0 13.0 8.98
SUB(1,1) 5.85 13.0 14.0 10.31
SUB(1,1) 5.85 14.0 15.0 11.64
SUB(1,1) 5.85 15.0 16.0 12.97
SUB(1,1) 5.85 16.0 17.0 14.30
SUB(1,1) 5.85 17.0 18.0 15.63
SUB(1,1) 5.85 18.0 19.0 16.96
SUB(1,1) 5.85 19.0 20.0 18.29
SUB(1,1) 5.85 20.0 21.0 19.62
SUB(1,1) 5.85 21.0 22.0 20.95
SUB(1,1) 5.85 22.0 35.0 21.33
CAL
* ETAPA 8: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -24.0 21.5
WAT(2,1) -5.05 0.0 2.55
WAT(2) -24.0 21.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,4)
STR -5.05 1.0 0.0 0.0 0.66*442600
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES INICIAL CON LOSA



PO V
16/11/2004

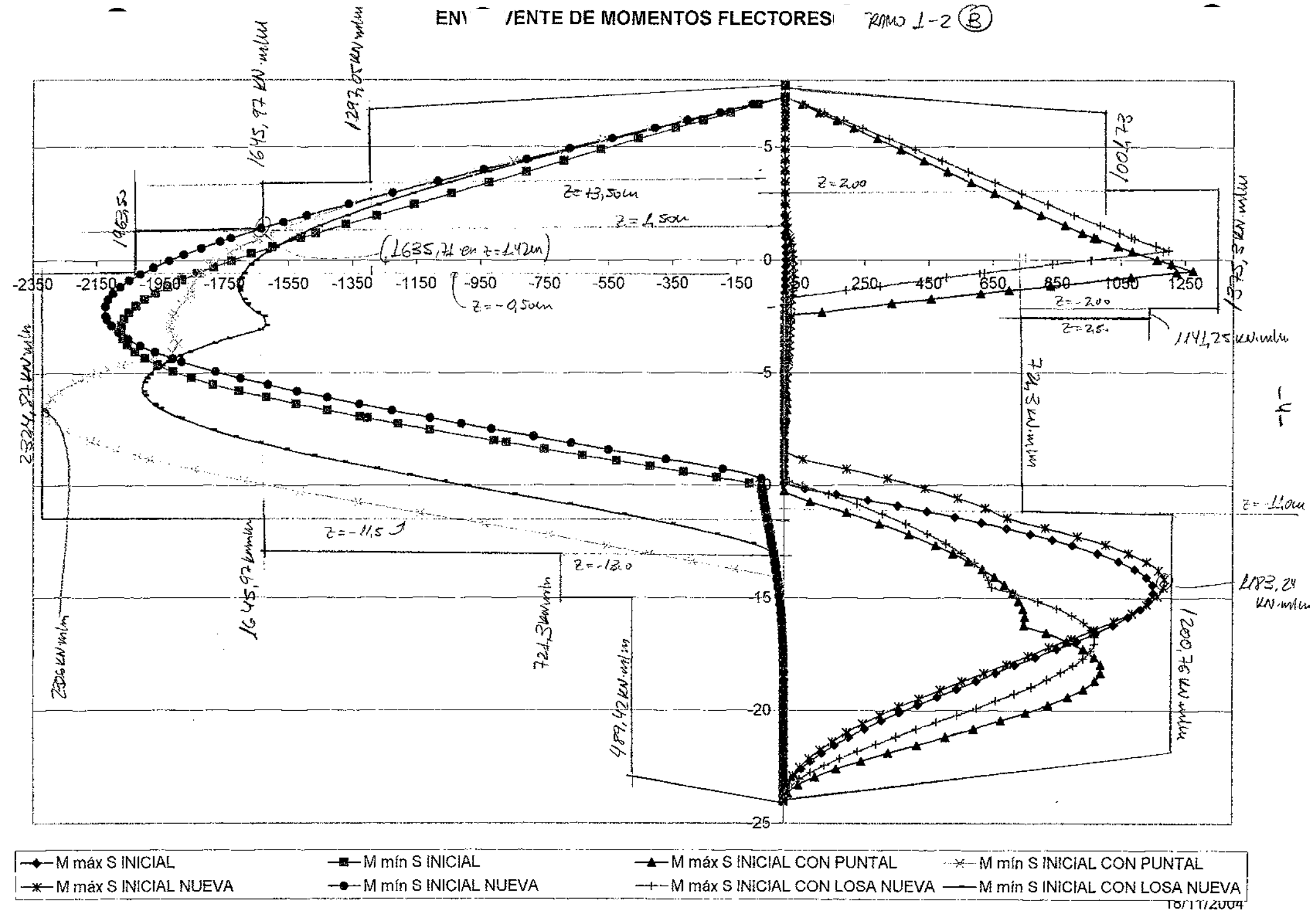
ENVOLVENTE DE CORTANTES S INICIAL CON LOSA



P V

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

Tramo 1-2 (B)



16/11/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES

MOMENTOS REFERIDOS POR LA MANIOBRA TRAMO 1-2 (R)

TRAMOS

- Momento último con 6Φ25 pml

As = 29,454 cm²/m ; u_u = 1081,9 KN·m/m $u_{u,K}$ = 721,3 KN·m/m

- Momento último con 6Φ25 + 2Φ25

As = 53,999 cm²/m ; u_u = 1801,14 KN·m/m ; $u_{u,K}$ = 1200,76 KN·m/m

- Momento último con 6Φ32

As = 48,252 cm²/m ; u_u = 1711,87 KN·m/m ; $u_{u,K}$ = 1141,25 KN·m/m

- Momento último con 6Φ32 + 2Φ25

As = 62,979 cm²/m ; u_u = 2062,92 KN·m/m ; $u_{u,K}$ = 1375,28 KN·m/m

- Momento último con (6+2)Φ25

As = 44,18 cm²/m ; u_u = 1502,60 KN·m/m ; $u_{u,K}$ = 1001,73 KN·m/m

INTRADÓS

- Momento último con 4Φ25

As = 19,635 cm²/m ; u_u = 724,13 KN·m/m ; $u_{u,K}$ = 489,42 KN·m/m

- Momento último con 6Φ25

As = 29,454 cm²/m ; u_u = 1081,90 KN·m/m ; $u_{u,K}$ = 721,27 KN·m/m

- Momento último con 6Φ25 + 6Φ32 =

As = 77,706 cm²/m ; u_u = 2468,96 KN·m/m ; $u_{u,K}$ = 1645,97 KN·m/m

- Momento último con (6+6+2)Φ32

As = 120,63 cm²/m ; u_u = 3487,32 KN·m/m ; $u_{u,K}$ = 2324,87 KN·m/m

- Momento último con (6+6)Φ25

As = 58,908 cm²/m ; u_u = 1945,52 KN·m/m ; $u_{u,K}$ = 1297,05 KN·m/m

- Momento último con 6Φ25 + 6Φ32

As = 77,706 cm²/m ; u_u = 2468,96 KN·m/m ; $u_{u,K}$ = 1645,97 KN·m/m

- Momento último con (6+6)Φ32

As = 96,504 cm²/m ; u_u = 2945,19 KN·m/m ; $u_{u,K}$ = 1963,46 KN·m/m

CORTANTES

- cortante último con cercos Φ20

A_K = 33,51 cm²/m/m

As = 29,454 cm²/m (como mínimo 6Φ25 pml)

V_u = 1339,03 KN/m ; $V_{u,K}$ = 892,67 KN/m

- Cortante último con cercos Φ12

$V_{u,K}$ = 434,50 KN/m (ver casos anteriores)

Can Tunis 19-NOV-04

PORCENTAJES DE EMPUJE PASIVO MOVILIZADO RESPECTO AL EMPUJE PASIVO MÁXIMO DISPONIBLE:

ST 2-2(A)

FASE	% Epmáx	
0	22.1%	← Estado inicial y excavación hasta plataforma de trabajo
1	22.7%	← Achique de agua
2	52.2%	← Excavación hasta cota
3	52.3%	← Subida NT
4	52.7%	← Filtración

ST 1-2(B)

FASE	% Epmáx	
0	24.8%	
1	24.9%	
2	31.2%	
3	60.8%	
4	51.8%	No disponible en la comprobación
5	64.8%	
6	62.8%	
7	65.5%	
8	64.6%	
9	59.7%	

NOTE BOOK

CAN TUNIS U.T.E.

CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2427
Fecha 04/08/05
CAN TUNIS-D-CT-C-099.10

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN EMPUJADO.
PK: 707+660,00 a 707+761,40

-ADENDA 6-
MODIFICACIÓN PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

PANTALLAS Y MUROS

Bridge Technologies

Barcelona 2 de agosto de 2004

REF: BT0307

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO.

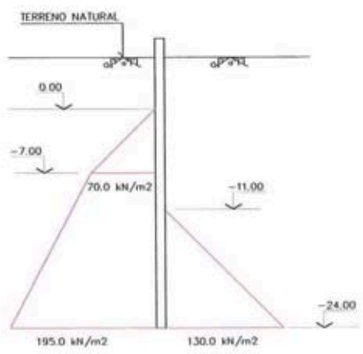
PANTALLAS Y MUROS

ADENDA 6
MODIFICACIÓN PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

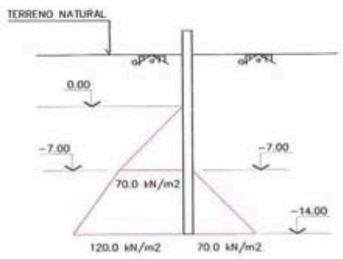
1. ANTECEDENTES.

En el recinto para la construcción del cajón hincado se ha tenido que plantear un esquema de pozos de bombeo y sangradoras, para el achique de aguas entre pantallas, que se adapte a la geometría en planta del propio recinto y que no implique interferencias con las operaciones de construcción y empuje del cajón. Este esquema de achique, "*esquema real*" en adelante, implica unas presiones de agua ligeramente diferentes a las consideradas en el cálculo original de las pantallas.

Las presiones de agua resultantes del bombeo son las que se muestran en la *figura 1* adjunta, y han sido definidas por Jesús Carrera. Las presiones de agua corresponden a la zona de construcción del cajón (de 18.5m de ancho y con pie de pantalla a la cota z=-24.0m) y a la zona de rampa (de 11.0 de ancho y con pie de pantalla a la cota z=-14.0m).



ZONA DE CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO



ZONA DE RAMPA

Figura 1: Leyes de presión de agua correspondientes al esquema de achique final.

En este tramo, por condicionantes de plazo, interesa acelerar el proceso de excavación interior de tierras y poder avanzarlo sin tener que esperar a que las presiones de agua alcancen el estado estacionario de construcción (el mostrado en la *figura 1* anterior).

Dado que en las primeras etapas de excavación interior no aparecen esfuerzos ni movimientos limitantes en el diseño, y gracias a que en estas etapas el porcentaje de empuje pasivo movilizado se mantiene muy por debajo de la limitación del 70%, tiene sentido plantearse el realizar la primera excavación interior (hasta la cota z=-1.50m) sin que se hayan alcanzado las presiones de agua propias del estado de construcción.

Todas la etapas del procedimiento de excavación interior (recrecido de muros, orden de colocación y posición de puntales definitivos y provisionales, cotas de excavación interior, etc) se mantienen según se han definido en planos, y únicamente se estudia la posibilidad de realizar la primera excavación interior antes de que las presiones de agua alcancen el régimen estacionario de construcción.

2. ESTADO ACTUAL.

En el momento de realización de este informe se han ejecutado la totalidad de las pantallas de este tramo y de los muros recrecidos, tanto en la zona de construcción del cajón como en la zona de rampa.

3. TRABAJOS REALIZADOS.

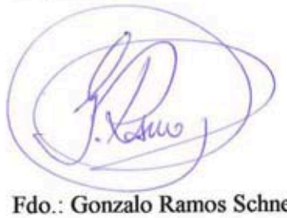
Se han comparado las presiones de agua correspondientes al *esquema real* de achique que se debe utilizar con las presiones de agua que se consideraron en el diseño de las pantallas. Dado que las leyes de presión de agua correspondientes al *esquema real* son más favorables que las originalmente consideradas no es necesario realizar comprobaciones adicionales sobre las pantallas (con el *esquema real* de achique la ley de presiones de agua en el trasdós es ligeramente más favorable y las presiones en el intradós se reducen considerablemente, por lo que también son más favorables).

En cuanto a la modificación en el procedimiento constructivo, se realiza un recálculo completo de las pantallas de la sección inicial del tramo (es la de mayores esfuerzos, por ser la más cercana al terraplén de la Ronda Litoral y por alcanzar cotas más profundas de excavación interior). Los cálculos correspondientes a la comprobación pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

4. CONCLUSIONES.

Las leyes de presión de agua correspondientes al esquema de achique de aguas entre pantallas que debe realizarse en el recinto de construcción del cajón hincado son ligeramente más favorables que las previstas, por lo que no implican limitaciones adicionales en el diseño de las pantallas, los muros recrecidos ni los puntales.

El cambio en el procedimiento constructivo, consistente en realizar la primera excavación intermedia antes de que el achique de aguas permita alcanzar el estado de presiones de construcción, es posible y tampoco supone restricciones adicionales sobre las pantallas.



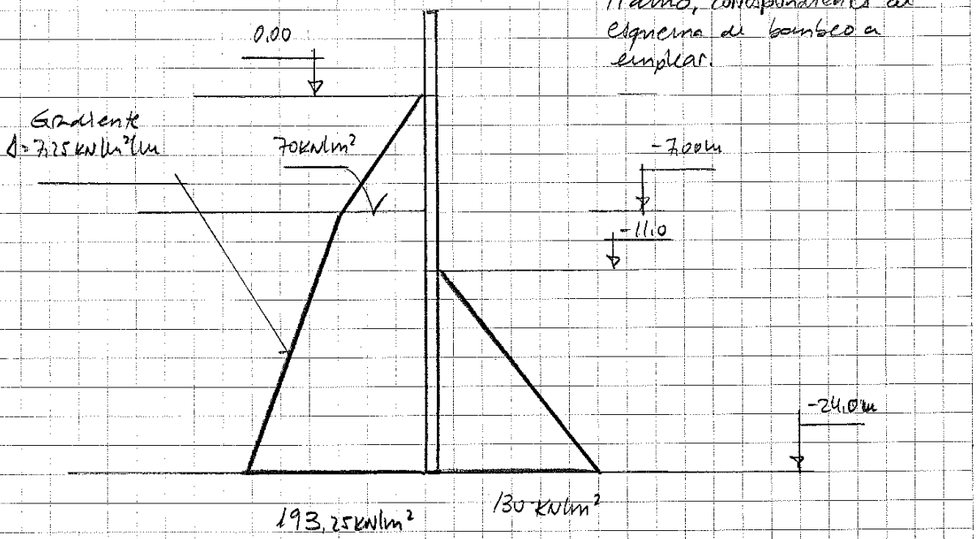
Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 2 de agosto de 2005

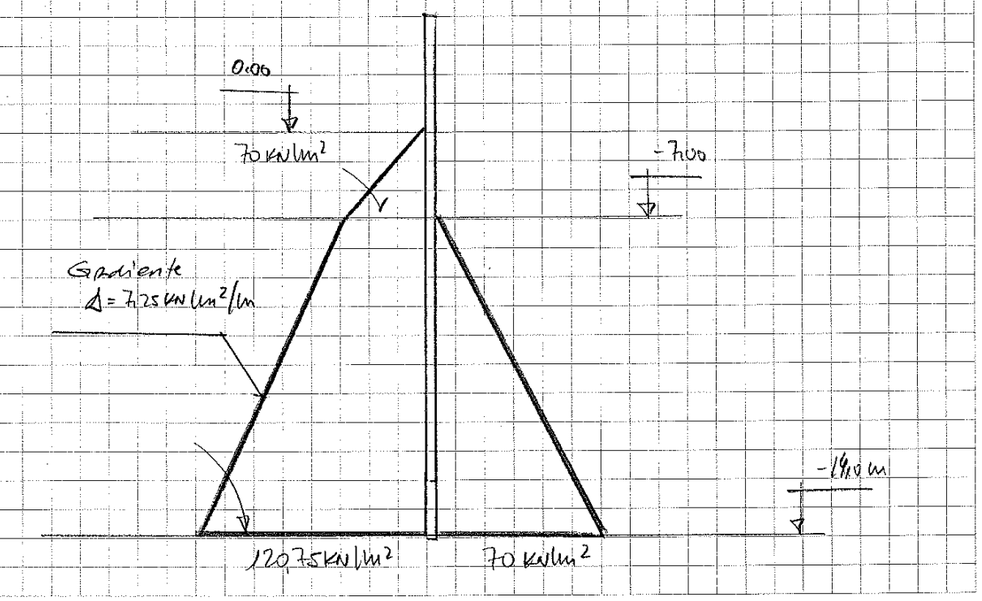
PRESIONES de AGUA RECINTO CONSTRUCCION DEL CAJÓN HINCADO.

Recinto:

Presiones de agua proporcionadas por Jean Caner para el tramo, correspondiente al esquema de bombeo a emplear.



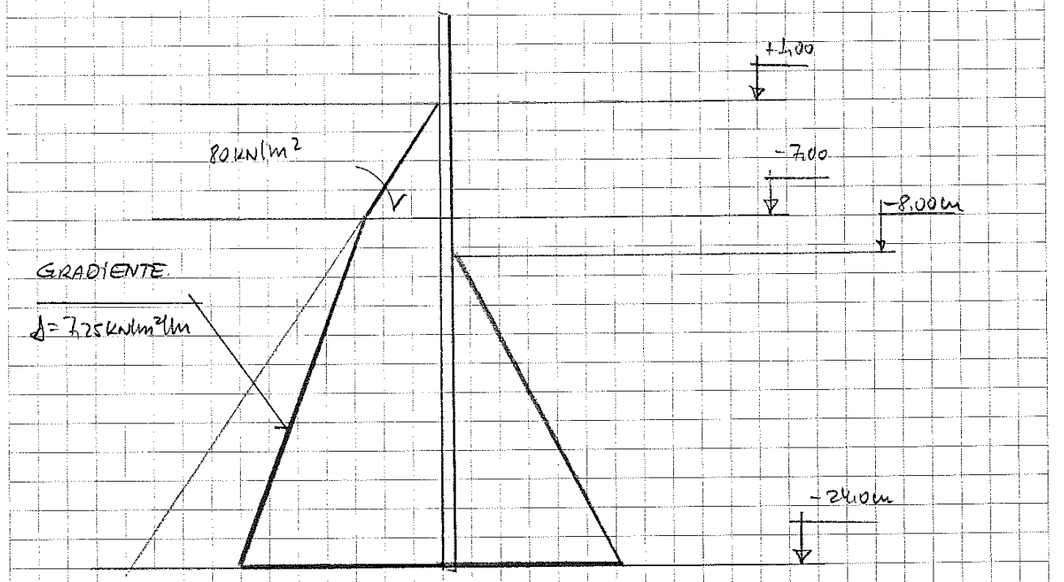
Rampa:



Ley de presiones de agua consideradas

a) Recinto:

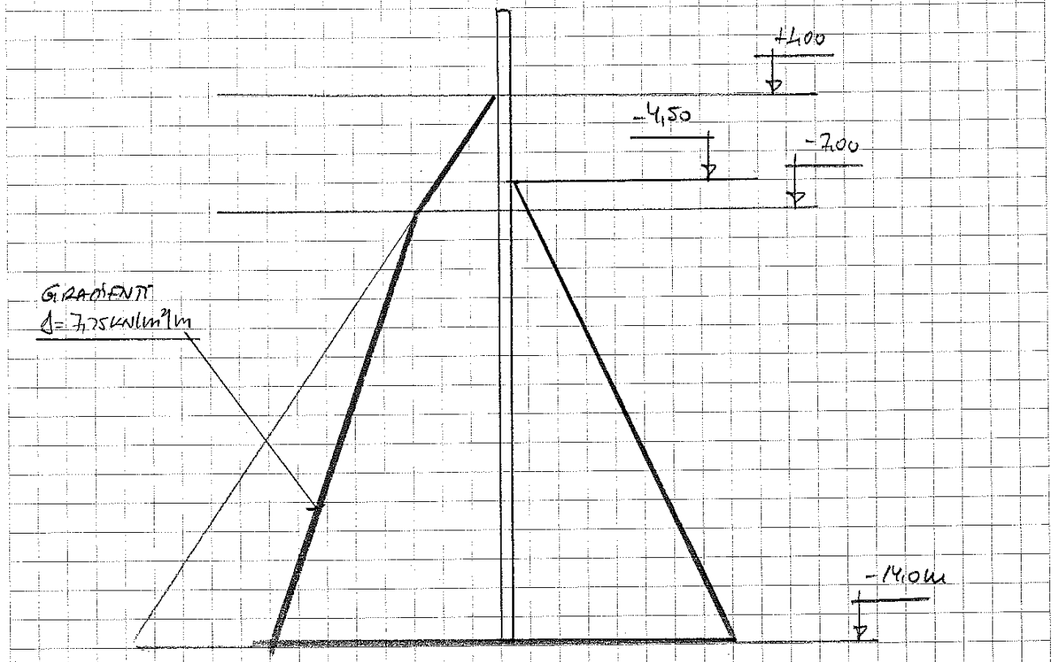
Se ha considerado



② más desfavorable: Mayores presiones de agua en trasdós y en intradós

LAS NUEVAS PRESIONES de AGUA SON MÁS FAVORABLES

6) Zona de Rampa



El más desfavorable: Mayores presiones de agua en trasdós y en intradós

CAS NUEVAS PRESIONS D'AIGUA SON MÉS PANDRAGLES

MODIFICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

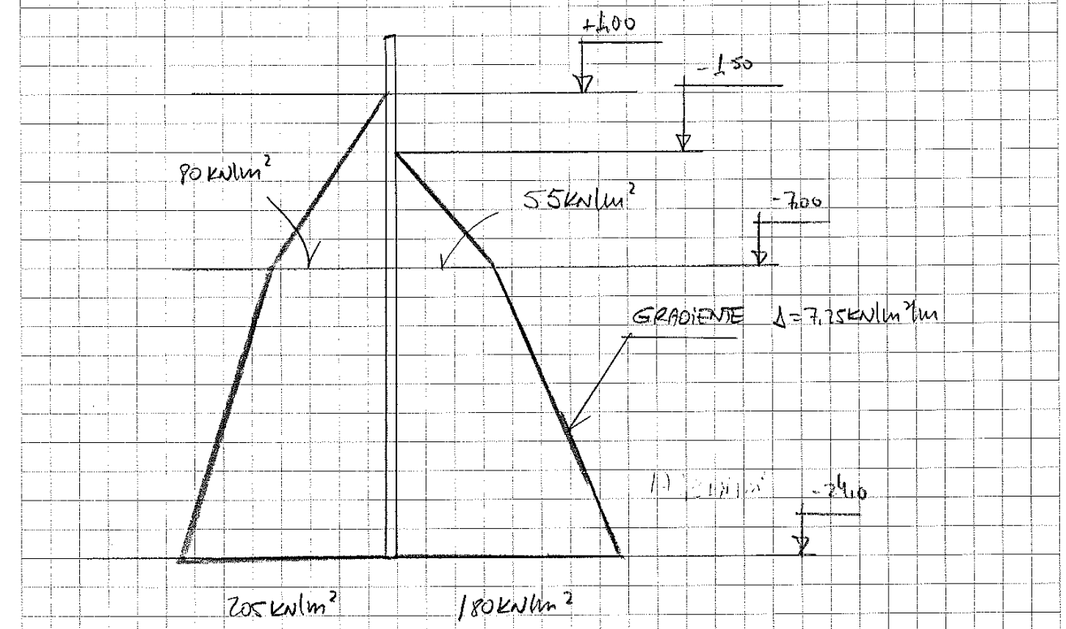
1ª Fase de excavación sin haber alcanzado el estado hidrológico definitivo.

Se tantea la acción inicial (por ser la más desfavorable)

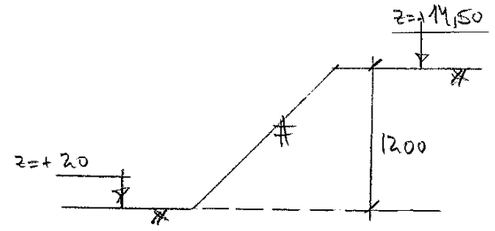
Archivo original CH2PI.RID

Archivo RIDO: CH2PIM2.RID

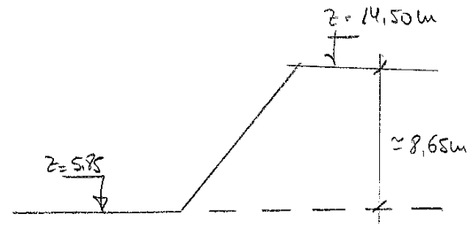
1ª excavación interior hasta z=-1,50m



```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CH2PIM2*100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -0.5m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* RECINTO PARA LA CONSTRUCCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION INICIAL PK 707+660
* MODIFICACION DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.
* LA PRIMERA EXCAVACION SE HACE SIN HABER ALCANZADO
* EL ESTADO HIDROLOGICO DEFINITIVO.
7.757✓
-24.0 1.0^3*2.726E6/12✓
5.85✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE✓
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 2.0✓
EXC(2) 2.0✓
SUB(1,1) 2.0 0.0 1.0 1.0✓
SUB(1,1) 2.0 1.0 2.0 2.33
SUB(1,1) 2.0 2.0 3.0 3.66
SUB(1,1) 2.0 3.0 4.0 4.99
SUB(1,1) 2.0 4.0 5.0 6.32
SUB(1,1) 2.0 5.0 6.0 7.65
SUB(1,1) 2.0 6.0 7.0 8.98
SUB(1,1) 2.0 7.0 8.0 10.31
SUB(1,1) 2.0 8.0 9.0 11.64
SUB(1,1) 2.0 9.0 10.0 12.97
SUB(1,1) 2.0 10.0 11.0 14.30
SUB(1,1) 2.0 11.0 12.0 15.63
SUB(1,1) 2.0 12.0 13.0 16.96
SUB(1,1) 2.0 13.0 14.0 18.29
SUB(1,1) 2.0 14.0 15.0 19.62
SUB(1,1) 2.0 15.0 16.0 20.95
SUB(1,1) 2.0 16.0 17.0 22.28
SUB(1,1) 2.0 17.0 18.0 23.61
SUB(1,1) 2.0 18.0 19.0 24.94
SUB(1,1) 2.0 19.0 35.0 25.00✓
CAL✓
* ETAPA 1: RECRECIDO DE MUROS, PUNTALES DEFINITIVOS
* Y EXCAVACION HASTA Z=-1.50m
STR 7.257 1.0 0.0 0.0 60500.0✓
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -24.0 20.5✓
WAT(2) -1.50 0.0✓
WAT(2) -7.00 5.5✓
WAT(2) -24.0 18.0✓
EXC(2) -1.50✓
CAL✓
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA✓
WAT(1) 1.0 0.0 ✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -24.0 20.5✓
WAT(2) -8.0 0.0✓
```



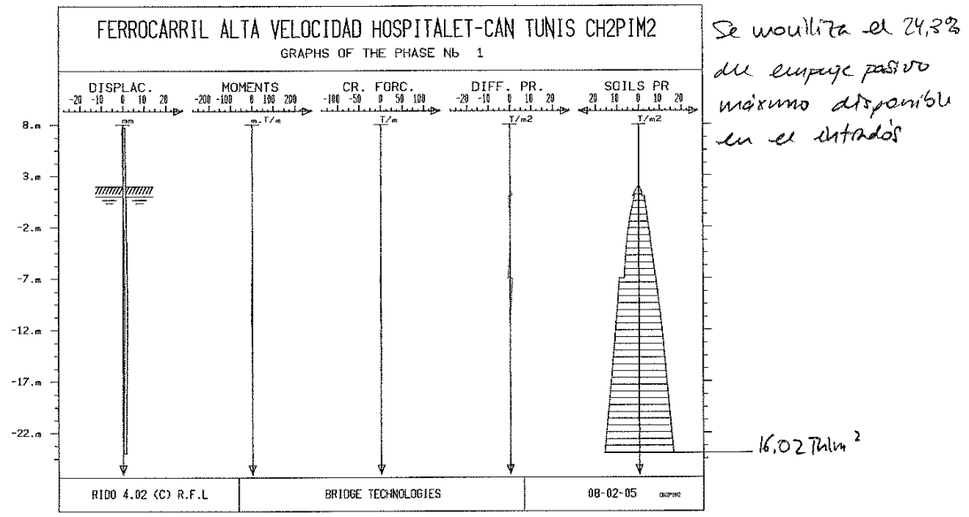

```
WAT(2) -24.0 18.0✓
CAL✓
* ETAPA 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-0.50 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.✓
STR -0.50 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -7.10✓
CAL✓
* ETAPA 4: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -5.40 1.0 0.0 0.0 130000✓
STR(0,2)✓
CAL✓
* ETAPA 5: RELLENO HASTA REPOSICION TERRENO NATURAL✓
BAC(1) 5.85 0.5✓
2.00 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.0 0.0 1000✓
SUB(1) 5.85 0.0 7.0 1.0✓
SUB(1,1) 5.85 7.0 8.0 2.33
SUB(1,1) 5.85 8.0 9.0 3.66
SUB(1,1) 5.85 9.0 10.0 4.99
SUB(1,1) 5.85 10.0 11.0 6.32
SUB(1,1) 5.85 11.0 12.0 7.65
SUB(1,1) 5.85 12.0 13.0 8.98
SUB(1,1) 5.85 13.0 14.0 10.31
SUB(1,1) 5.85 14.0 15.0 11.64
SUB(1,1) 5.85 15.0 16.0 12.97
SUB(1,1) 5.85 16.0 17.0 14.30
SUB(1,1) 5.85 17.0 18.0 15.63
SUB(1,1) 5.85 18.0 19.0 16.96
SUB(1,1) 5.85 19.0 35.0 18.29✓
CAL✓
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -24.0 21.5✓
WAT(2,1) -5.4 0.0 3.0✓
WAT(2) -24.0 21.5✓
CAL✓
* ETAPA 7 FLUENCIA✓
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,3)
STR -5.40 1.0 0.0 0.0 0.66*130000✓
CAL✓
END✓
STA✓
EVP✓
STOP✓
```



PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL RECINTO DEL CAJÓN HINCADO (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN FINAL 707+740

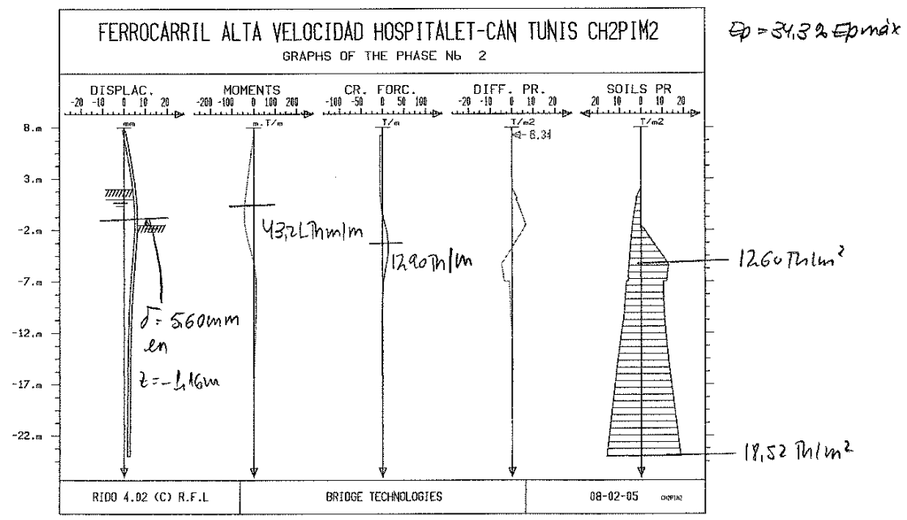
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA SIN HABERSE ALCANZADO EL ESTADO HIDROLÓGICO DE CONSTRUCCIÓN.

ESTADO PREVIO:



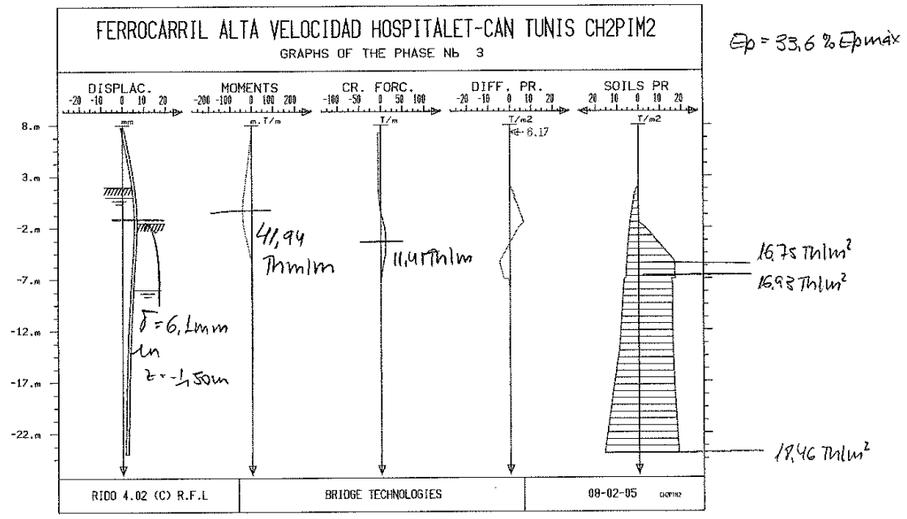
Se moviliza el 24,3% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

RECRECIDO DE MUROS, INSTALACIÓN DE PUNTALES DEFINITIVOS Y PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=-1.50m:



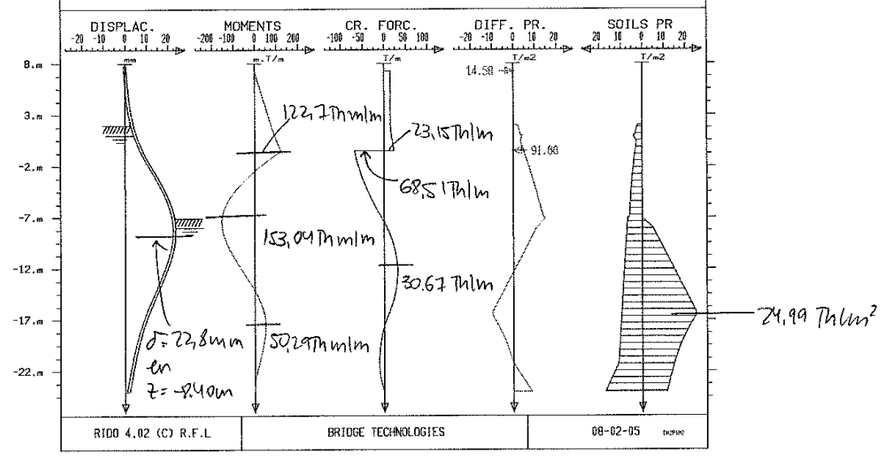
Ep = 34,3 % Epmáx

ACHIQUE DE AGUAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN.



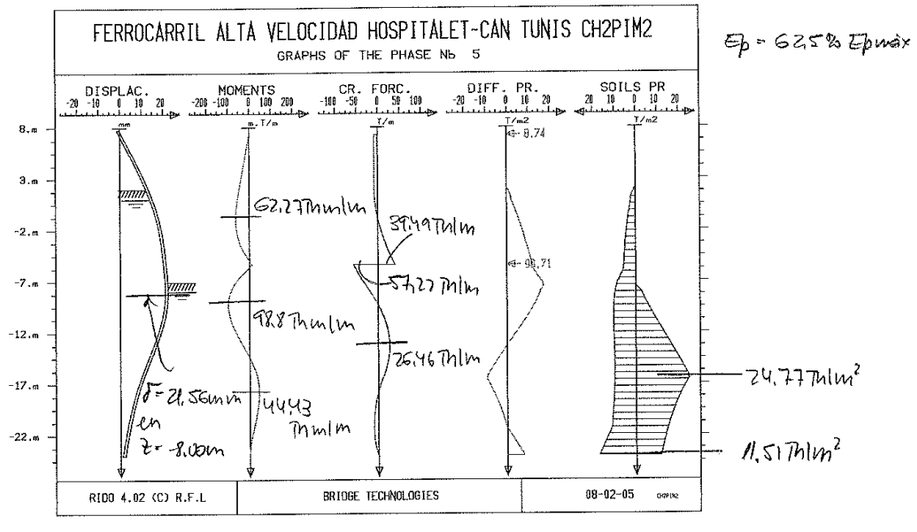
Ep = 33,6 % Epmáx

PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-0.50m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



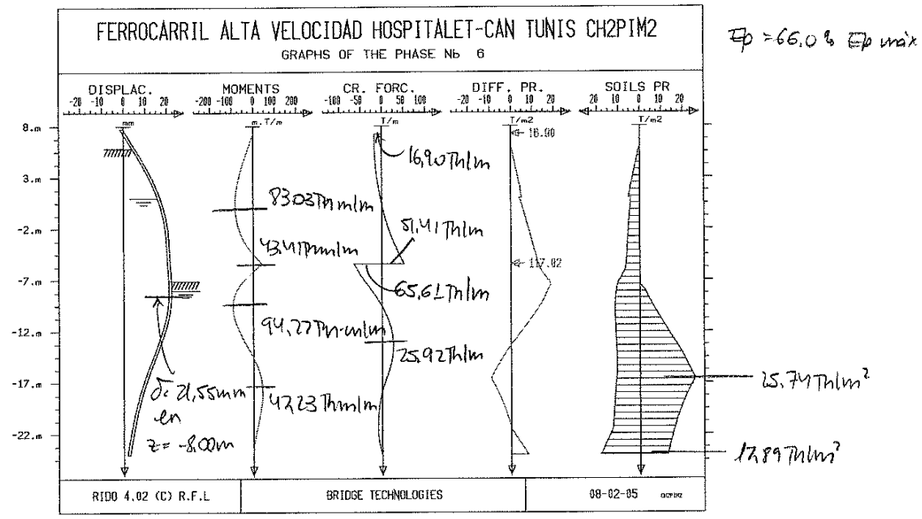
Ep = 66,2 % Epmáx

EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



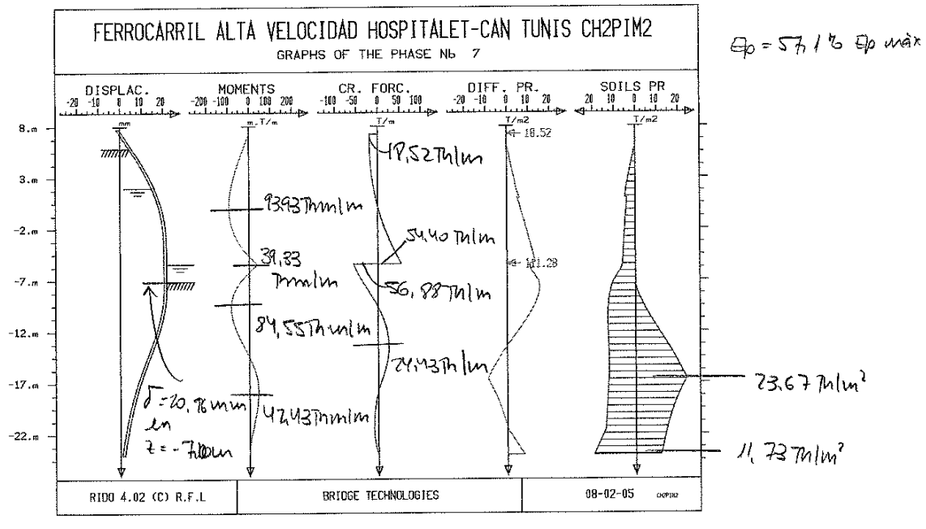
Ep = 62,5 % Ep máx

RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



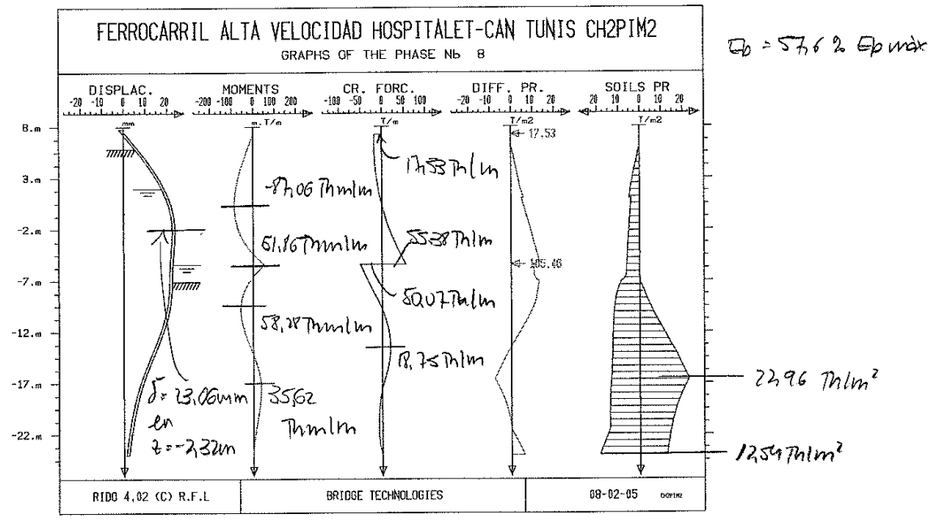
Ep = 66,0 % Ep máx

SUBIDA NF HASTA COTA MÁXIMA POR CARRERA EXTREMA DE MAREA:



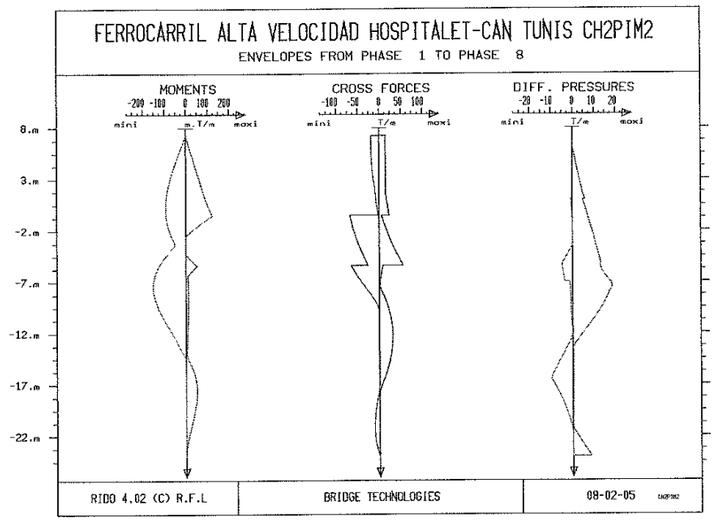
Ep = 57,1 % Ep máx

FLUENCIA:



Ep = 57,6 % Ep máx

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS.

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN EMPUJADO.
PK: 707+660,00 a 707+761,40

-ADENDA 7-
MUROS DE CIERRE ENTRE CAJÓN Y PANTALLAS

Bridge Technologies

REF: BT0307

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 3160
Fecha 31/3/6
CAN TUNIS -D-CT-C-0161 r0

Barcelona 28 de febrero de 2006

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
RECINTO DE CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO.

MUROS DE CIERRE.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Tras el hincado del cajón quedan dos huecos entre sus hastiales y las pantallas del recinto en que se construyó, dichos huecos deben taparse con sendos muros, cuya misión es impedir la entrada de agua y contener el derrame de tierras entre cajón y pantallas.

Los muros propuestos se apoyan en las pantallas del recinto de construcción y en el hastial del cajón, donde se realizarán los oportunos repicados superficiales de saneo y las conexiones necesarias para la transmisión de cargas.

En el margen de la izquierda, con el cajón hincado en su posición definitiva, también queda un hueco en la losa inferior, que se sella con una losa de fondo apoyada en las pantallas y en la losa de fondo del recinto de construcción del cajón hincado y en el muro anteriormente descrito.

La definición estructural de los muros y losa necesarios para el cierre del espacio entre cajón y pantallas puede consultarse con detalle en la colección de planos adjunta a esta memoria.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Se realiza el diseño y dimensionamiento completo de los muros y de la losa de fondo. Dada la imposibilidad de drenar de forma efectiva los trasdoses de los muros, éstos se han dimensionado para soportar el empuje hidrostático para un nivel freático pésimo a la cota z=+2.00m.

Todos los cálculos y las comprobaciones pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

3. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Dada la altura del muro, se plantea una ejecución por fases de 4.0m de altura máxima, tal y como se especifica en planos.

Como el espacio entre hastiales del cajón y pantallas del recinto es escaso e imposibilita una correcta compactación en caso de realizar un relleno con tierras, se opta por un relleno de hormigón pobre (la altura de las tongadas de hormigón se limitará a 3.0 m para evitar empujes excesivos sobre el muro).

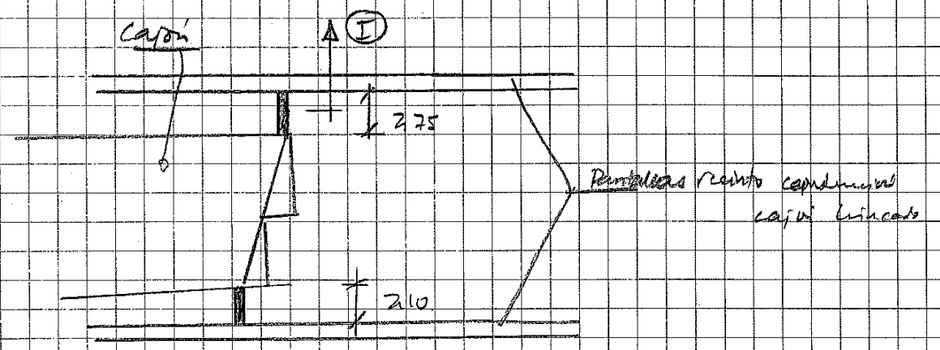
Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 28 de febrero de 2006

NOTA DE CÁLCULO

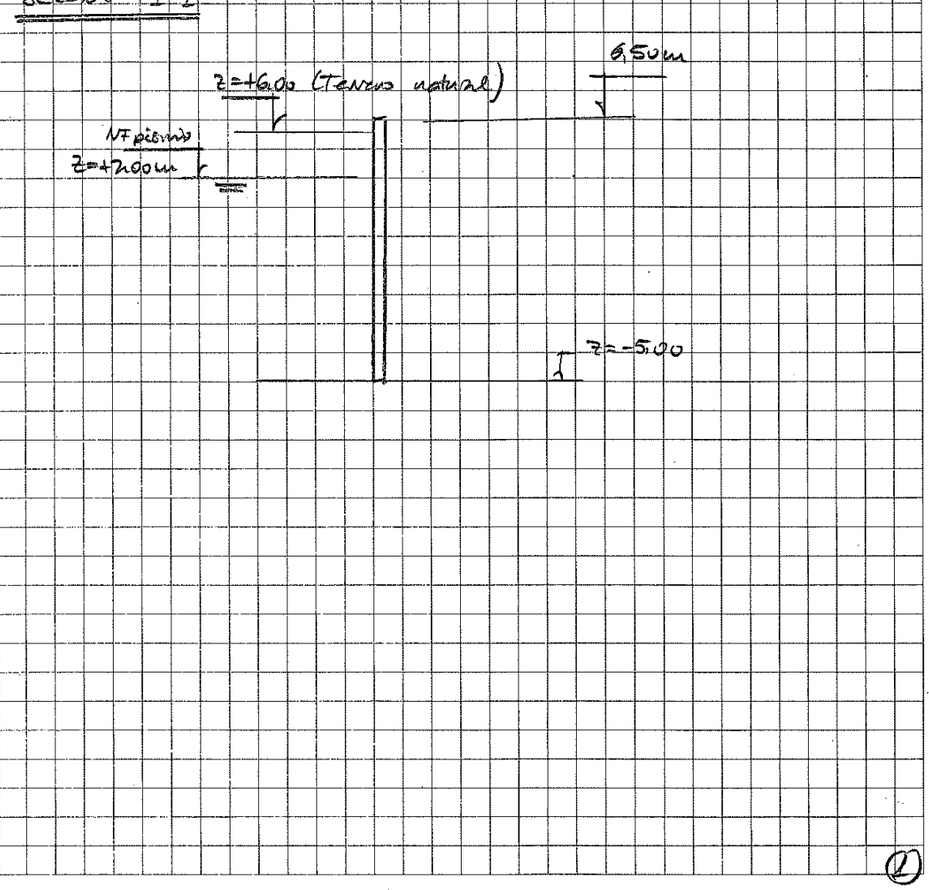
Can Tunis 22-Feb-06

MUROS DE CIERRE ENTRE CAJÓN ANCLADO Y PANTALLAS



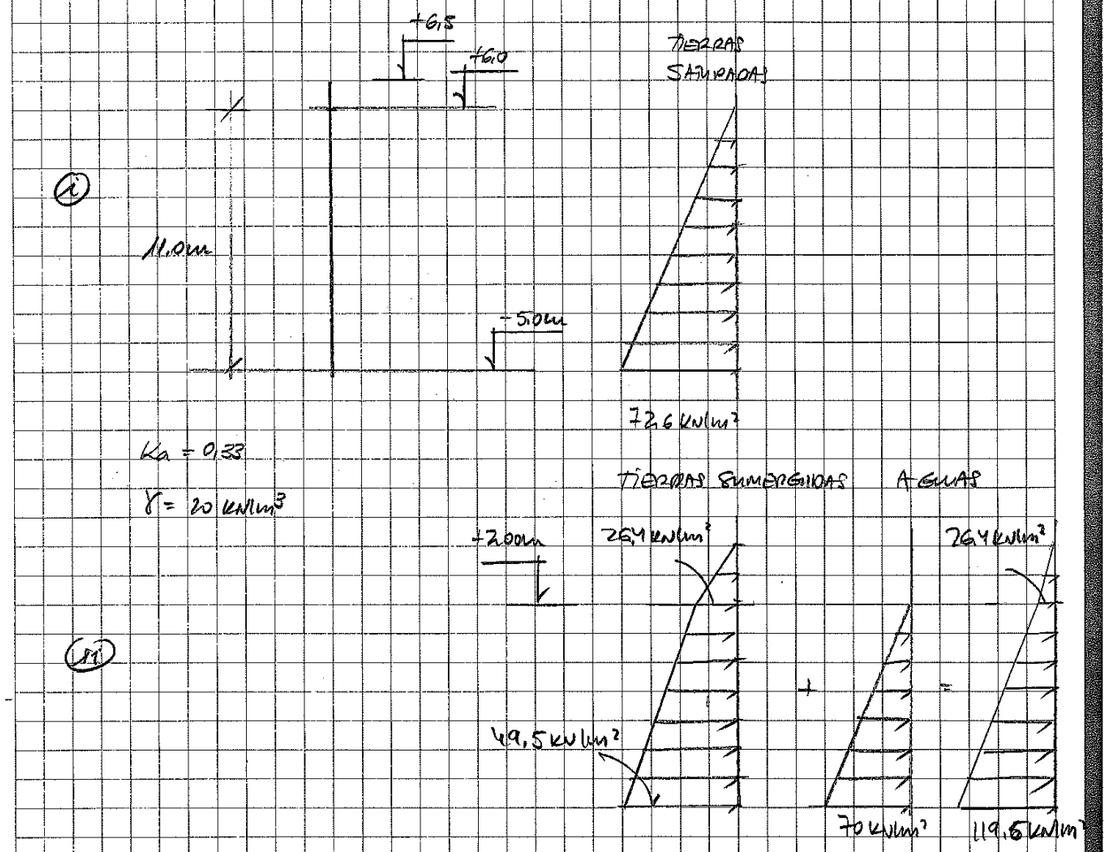
Si dimensiona el muro de cambra con b = 8.00m.

SECCIÓN I-I



ACCIONES SOBRE EL MURO

- Peso propio
- Tierras (empujes)
- Agua (empujes)
- Sc en el trasdós empujes. (30 kN/m²) ← 3 HIPÓTESIS



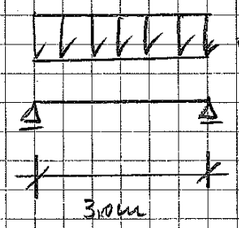
(1) Sc en el trasdós $q = 30\ kN/m^2$

$E_{q,a} = 30\ kN/m^2 \times 0,33 = 9.9\ kN/m^2 \approx 10\ kN/m^2$

NOTE BOOK

Presión máxima

$q_d = 1,50(119,5 + 10) = 1,50 \cdot 129,5 = 194,25\ kN/m^2 \approx 195\ kN/m^2$



MURO

$M_{md} = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{195\ kN/m^2 \cdot 3.0^2\ m^2}{8} = 219,375\ kN \cdot m/m$

Dimensionamiento con programas BASIC

$b = 1,0m$
$h = 0,60m$
$r = 0,07m$
$A_s \geq 9,95 \approx 10\ cm^2/m$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04 \cdot 0,60 \frac{25/1,50}{434,8} = 9,2\ cm^2/m$

Se dispondrán Φ20 c/0,20 para evitar disposición armadura de cortante

Se disponen 10 cm²/m ← Φ16 c/0,20 (10,05 cm²/m)

$V_d = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{195\ kN/m^2 \times 3,0m}{2} = 292,5\ kN/m$

Dimensionamiento con programas BASIC

$b = 1,00m$
$h = 0,60m$
$r = 0,10m$ $A_s = 15,72\ cm^2/m$

$A_s \geq 7,07\ cm^2/m^2$

Obs: Tomando el cortante a l canto útil

$V_d = q_d \left(\frac{l}{2} - 0,5\right) = 195\ kN/m$

$A_s \geq 1,83\ cm^2/m$

NOTE BOOK

Obs: aumentando el espesor a 1,00m

$V_d = 1,95\ KN/cm$

$A_s = \phi 20\ a\ 0,20\ (15,7\ cm^2/m)$ } $A_s \geq a_0$

Obs: Cuantía mínima $A_s \geq 0,04 \cdot f_{cd}/f_{yd} \cdot A_c = 0,04 \cdot 1,00 \cdot \frac{25/1,50}{434,8} = 15,33\ cm^2/m$

(Puede colocarse con los $\phi 20\ a\ 0,20$)

$V_d = 292,5\ KN/m$ ← cubre sobradamente por rasante. CEHE

$\tau_{md} = \frac{292,5\ KN/m}{0,60m} = 487,5\ KN/m^2 = 0,49\ MPa < 0,75 f_{cd} = 0,75 \frac{25}{1,50} = 4,17\ MPa$

$\frac{A_{st}}{s_p} \geq \frac{\tau_d}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{0,50\ MN/m^2}{0,60 \cdot 400\ MPa} = 20,83\ cm^2/m^2$

↑ se cubre con $2\phi 20\ a\ 0,30$

Cuantía mínima

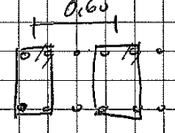
$\frac{A_{st}}{s_p} \geq \frac{0,38}{f_{yd}} = 0,00095 \rightarrow \frac{A_{st}}{s} \geq 5,7\ cm^2/m$

↑ se cubre sobradamente

Cualquiera de las reacciones:

$V_d = 292,5\ KN/m$

$\rightarrow A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0,295\ MN/m}{400\ MPa} = 7,375\ cm^2$



Se disponen $2\ c\phi 12\ a\ 0,60$

$(7,54\ cm^2/m^2)$

Se disponen 2 zunchos $\phi 16\ a\ 0,40$

(4)

NOTE BOOK

LOSA DE FONDO:

Altura de agua sobre losa de fondo

$h = +6,75 + 2,0 = 8,75m$

$p_v = 82,5\ KN/m^2$; $p_{vd} = 1,50 \cdot 82,50 = 123,75\ KN/m^2$

$l_{max} = 2,0m$

Momento flector máximo

$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{123,75 \cdot 2,0^2}{8} = 61,9\ KN \cdot m/m$

Flotabilidad que descontará el peso propio.

No se descuenta del lado seguro, no es significativo

$b = 1,00m$

$e = 0,60m$

$r = 0,07m$

Dimensionamiento con programa BASE

$A_s \geq 2,86\ cm^2/m$

Se disponen la cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s = 0,04 \cdot 0,60 \frac{25/1,50}{434,8} = 9,2\ cm^2/m$

$2\ \phi 16\ a\ 0,20$

Cortante máximo

$V_d = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{123,75 \cdot 2,0}{2} = 247,5\ KN/m$

Dimensionamiento con programa BASE

$b = 1,00m$

$h = 0,60m$

$r = 0,07m$

$A_s = 10,05$

$A_s \geq 5,97\ cm^2/m^2$

Se dispone la cuantía mínima a cortante $A_{s,min} = 8,38\ cm^2/m^2$

Muy sobrado no se pone mínimo 8/12

→ Se cubre con plomos a 0,20 de $1c\phi 12\ a\ 0,40$

$(28,28\ cm^2/m^2)$

(5)

NOTE BOOK

Reacción máxima extremo losa

$R_d = 250\ kN/m$

Cosido a rasante

$b = 1{,}00m$
$h = 0{,}60m$

$\Rightarrow \tau_{rd} = 0{,}4167\ MPa \ll 0{,}25 f_{cd} = 4{,}17\ MPa$ OK!

Armadura necesaria por rasante $\mu = 0{,}60$

$$\frac{A_{st}}{s_p} \geq \frac{\tau_{rd}}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{0{,}4167\ MPa}{0{,}60 \cdot 400\ MPa} = 17{,}36\ cm^2/m^2$$

$\Rightarrow \frac{A_{st}}{s} \geq 10{,}42\ cm^2/m$

Cuantía mínima:

$$\frac{A_s}{s_p} \geq \frac{0{,}3 f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}3 \cdot 25}{400} = 4{,}5\ cm^2/m \Rightarrow$$ queda cubierto !!

Se cubre con planos cada 2 Ø20

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO.

LOSA DE FONDO
PK: 707+657.44 a 707+761.45

ADENDA 1.
MODIFICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2429
Fecha 04/08/05
CAN TUNIS -0-CT-C-010110

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 2 de agosto de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO.

LOSA DE FONDO.
707+657.44 a 707+761.45

ADENDA 1
MODIFICACIÓN PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Se trata de la losa de fondo del Recinto para la Construcción del Cajón Hincado bajo las vías RENFE de la línea Barcelona-Tarragona, comprendido entre los PK: 707+657.44 y 707+761.45 de la traza. Dicho tramo consta del recinto propiamente dicho (de 18.48m de ancho interior) y de una zona de rampa para acceso al interior (con sección tipo de 11.0m entre hastiales de pantallas) -ver planos correspondientes-.

Las pantallas de este tramo se ejecutan desde una plataforma de trabajo a la cota +2.0, aproximadamente, y desde su coronación se recrecen unos muros continuos que permiten disponer puntales definitivos a una cota compatible con el tráfico ferroviario en servicio y con la construcción del cajón hincado. Las dimensiones en planta del recinto para la construcción del cajón vienen condicionadas por el trazado que éste debe seguir durante el hincado para alcanzar la posición definitiva deseada.

En el tramo correspondiente al recinto, de anchura máxima, la losa de fondo debe hacerse más profunda, de modo que el cajón construido sobre ella alcance tras el hincado la posición teórica. La distancia entre el carril y la cota de la cara superior de la solera en este tramo es de 3.65m, frente a los 1.90m que se dejan en las secciones tipo. Para cubrir la diferencia de cota entre la losa de fondo en el tramo del recinto y en el tramo de rampa se diseña un muro de salto (Ver apartado PLANOS de este documento).

La gran luz entre pantallas hace imposible la utilización de una contrabóveda para el cierre del fondo del Falso Túnel. Las elevadas presiones de agua en servicio sobre una contrabóveda de una luz considerable y con un rebajamiento tan pronunciado provocan esfuerzos considerables tanto en la propia contrabóveda como en las pantallas sobre las que debe apoyarse.

Es necesario aumentar el canto de la contrabóveda de modo que puedan resistirse las flexiones que sobre ella aparecen y no se introduzcan reacciones perjudiciales en las pantallas. El aumento del canto necesario de la contrabóveda acaba por suponer un comportamiento más próximo a la viga que al arco.

La losa de fondo también se utiliza para dar reacción al hincado del cajón, para lo cual se diseña un talón de apoyo para los gatos. Asimismo, se dejarán en la losa las esperas correspondientes para ejecutar los muretes de guiado del cajón durante la operación de hincado.

La reacción del hincado del cajón se transmite al terreno por los siguientes mecanismos:

- Rozamiento de la losa de fondo contra el terreno sobre el que se hormigona. Para garantizar la existencia de este mecanismo resistente es muy importante que la losa se hormigone directamente contra el terreno (sin intercalar hormigón de limpieza ni láminas de PVC o geotextiles, pero dejando un recubrimiento de 7.0cm en la cara que se hormigona directamente contra el terreno), además, es importante que la losa sea continua en toda su longitud para que las fuerzas del hincado se repartan en el mayor espacio posible.
  Para aumentar la fuerza de rozamiento disponible durante el hincado se realizará un relleno de tierras sobre la losa a medida que avanza el cajón, con las dimensiones mínimas descritas en el apartado PLANOS de esta memoria. Este relleno de tierras permite, además, un mejor control sobre posibles efectos de segundo orden en la losa de hormigón que se recrece por delante del tacón de reacción y que permite recuperar la carrera de los gatos (para el control de los efectos de segundos orden en la losa recrecida se seguirán las especificaciones dadas por ATROS España S.A. respetando siempre los rellenos mínimos definidos en PLANOS).
  Para asegurar una fuerza de rozamiento máxima se garantizará que no existe subpresión alguna sobre la losa mientras duren las operaciones de hincado del cajón. Para ello se mantendrá el achique de aguas entre pantallas que se haya empleado durante construcción.
- Parte de la reacción de hincado se transmite de la losa a las pantallas laterales del recinto, y de éstas al terreno de cimentación. Para disponer de este mecanismo resistente es necesario conectar la losa a las pantallas por rasante fricción en la junta entre ambos elementos. (se han realizado las comprobaciones oportunas de las pantallas sometidas a la acción del hincado, que pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria).

En el dimensionamiento de la losa se han tenido en cuenta todos los mecanismos resistentes que deben movilizarse para poder contar con las fuerzas de reacción que permiten el hincado del cajón bajo las vías.

La losa de fondo se puede ejecutar por tramos, con tantas juntas de construcción como sea necesario, pero en el estado final debe ser continua en toda su longitud.

Se ha respetado la geometría de la superficie de deslizamiento y la posición de los muretes de guía y del tacón de reacción especificadas por ATROS España S.A. en sus planos.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1. HINCADO DEL CAJÓN

El hincado del cajón bajo las vías requiere de una fuerza de reacción de 65000kN, valor proporcionado por ATROS España S.A. en la reunión mantenida en las oficinas de obra el 19 de mayo de 2005.

El valor de 65000kN es la carga máxima que pueden alcanzar los gatos que se emplearán para el hincado, por lo que debe cubrir, con el coeficiente de seguridad correspondiente, los rozamientos máximos previsibles durante el hincado.

Se trata, por tanto, un valor de diseño (incluye el coeficiente de seguridad sobre el rozamiento durante el hincado), y como tal se ha considerado para el diseño estructural de la losa de fondo. En las verificaciones geotécnicas se ha tomado el mismo valor (mayorado), por no resultar limitante y no imponer restricciones adicionales (tampoco se conoce cual es el coeficiente de seguridad que se ha aplicado para pasar de la fuerza característica de hincado a la fuerza de diseño).

2.2. NIVEL FREÁTICO.

Tal y como se especifica en el proyecto original, se dimensiona la losa de fondo el recinto para la construcción del cajón hincado para una posible subida del NF hasta la cota +2.0 por un carrera de marea extrema, si bien el NF normal se encuentra a la cota z = +0.50 m.

La altura de aguas que se ha considerado sobre la losa de fondo corresponde a una columna de agua de 8.75m.

2.3. CRITERIOS DE CÁLCULO.

Se realiza un cálculo completo de la losa de fondo de este tramo.

Las hipótesis de cálculo que se ha adoptado para el análisis de la losa de fondo son coherentes con las acordadas en la reunión mantenida con la Dirección de Obra y su Asistencia Técnica el 15 de septiembre de 2004, de la cual se destaca:

- La rigidez del apoyo de la contrabóveda sobre el terreno se toma en cuenta en base a un coeficiente de balasto de 2000 Tn/m^3
- Se considera la totalidad de la reacción de apoyo de las pantallas sobre la losa de fondo, obtenida del análisis teórico de éstas últimas (Ver Nota de Cálculo correspondiente).

Las acciones tenidas en cuenta para el análisis de la losa de fondo son (Ver Nota de Cálculo adjunta a esta memoria):

- Peso propio.
- Cargas permanentes y cargas de relleno de tierras durante el hincado.
- Axil transmitido por las pantallas.
- Cortante transmitido por las pantallas (descenso global de la estructura).
- Subpresión de aguas.
- Tráfico sobre la losa de fondo.
- Reacción de hincado del cajón.

Las acciones más restrictivas sobre la losa de fondo son la subpresión de agua, que en este tramo alcanza un valor equivalente a de una columna de agua de 8.75m de altura; y la reacción de hincado del cajón bajo las vías, que es muy elevada dadas las dimensiones del cajón y el recorrido del mismo.

Todas las comprobaciones pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

Aun teniendo en cuenta la reacción de apoyo de las pantallas en la contrabóveda, dada la gran luz de la losa de fondo, los giros en los extremos de la misma serán elevados y el comportamiento de la unión será dudoso. Por estos motivos se opta por una conexión independiente de los axiles y de las deformaciones de la propia losa de fondo, que se materializa en forma de una ménsula corta invertida que garantiza el correcto funcionamiento de la unión en servicio.

3. CRITERIOS DE CÁLCULO.

3.1 NORMATIVA CONSIDERADA

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se han seguido las especificaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE.

Para la definición de la acción del tráfico ferroviario sobre la losa de fondo se han seguido las especificaciones del Borrador de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril (BIAPF).

3.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón losa de fondo: HA-25
- Hormigón ménsula corta de apoyo HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control:

- Materiales: Hormigón: control estadístico
  Acero pasivo: normal
- Ejecución: intenso

4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

El procedimiento constructivo de la losa de fondo es el habitual: Tras la excavación hasta C.M.E. con ayuda de puntales se ejecuta la losa de fondo y, una vez esta ha alcanzado la resistencia requerida, se procede a la retirada de puntales provisionales.

Para la excavación hasta CME es necesario realizar unos achique de agua entre pantallas (en este tramo, además, se han realizado una serie de columnas de jet-grouting que impedirán la entrada de agua en aquellas zonas en las que no se hayan podido crear barreras o no se pueda realizar un bombeo directo de las aguas. El jet-grouting ayudará también al guiado del cajón en alzado durante la maniobra de hincado).

Es importante garantizar que los achiques de agua se mantienen, con los mismos pozos y en el mismo régimen de funcionamiento, hasta haber completado el hincado del cajón. De este modo se mejora el rozamiento losa-terreno necesario para dar reacción a la fuerza de hincado.

A medida que se hinca el cajón bajo las vías se realizará un relleno de tierras sobre la losa (tal como se describe en planos). Este relleno de tierras aumenta el rozamiento disponible para dar reacción al hincado del cajón.

Para reducir armados y facilitar el hormigonado se mantendrá el achique de aguas entre pantallas hasta haberse realizado el relleno de hormigón pobre sobre la losa de fondo, de este modo se compensa una parte importante de la acción de la subpresión.

Directamente sobre la losa de fondo se construye el cajón que se hincará bajo las vías. En la propia losa se ejecutarán el tacón de reacción para los gatos y los muretes de guiado lateral del cajón.

Sólo se podrá finalizar el achique de aguas entre pantallas una vez el cajón se haya hincado y se haya realizado el relleno de hormigón pobre sobre la losa de fondo (relleno mínimo de hormigón: 2.75m)



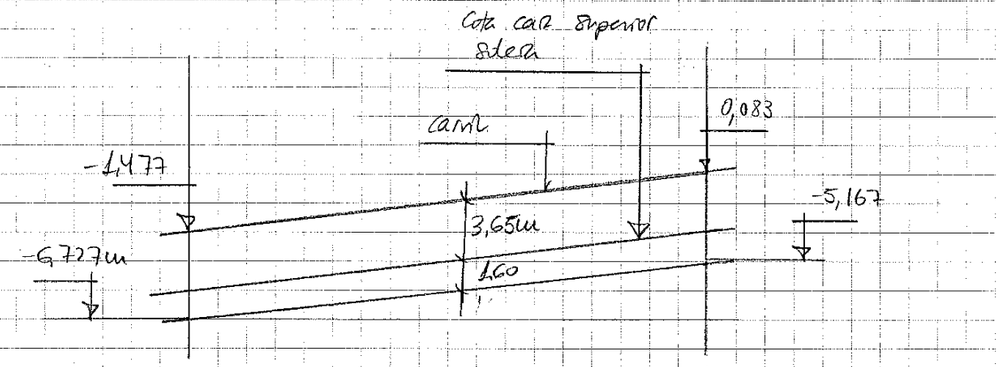
Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

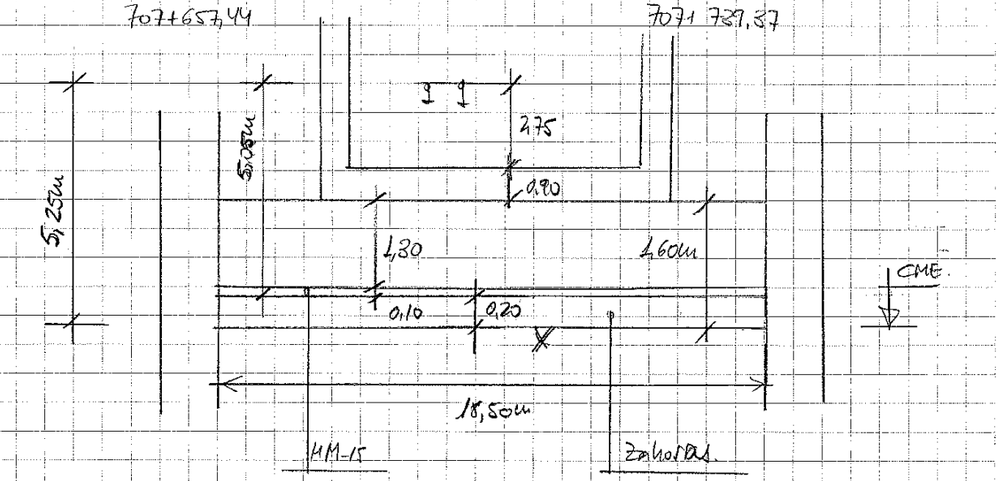
Barcelona, a 2 de agosto de 2005

LOSA DE FONDO: RECINTO DE CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO

(707+657,44 a 729,37)

Cota cantil:





ACCIONES:

* Peso propio
* Carga permanente
* Axil transmitido por las pantallas
* Subpresión del agua
* Trabeo sobre losa de fondo

NOTE BOOK

SUBPRESIÓN MÁXIMA EN LOSA

NT previsto en z = +2,00m

Columna de agua sobre losa: 6,75 + 2,00 = 8,75m

Presión de aguas: 87,5 KN/m²

REACCIÓN DE LAS PANTALLAS SOBRE LA CONTRABÓVEDA

Tramo 707+657,44 a 707+729,37

rmáx =	1200 KN/m	
rmín =	300 KN/m	← En el tramo inicial, en el frente puede ser 0

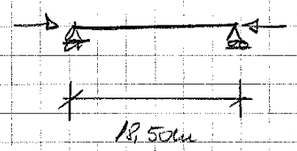
EFECTOS DE 2º ORDEN:

$I = \frac{1}{12} 4,30^3 \cdot 1,00 = 0,193\ m^4/m$

$A = 4,30\ m^2/m$

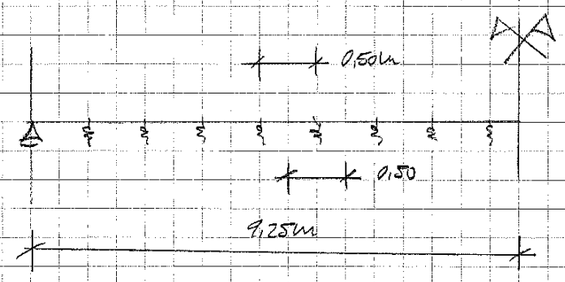
$i = \sqrt{I/A} = 0,3753$

Esbeltez mecánica $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{18,50}{0,3753} = 49,3$ ← Método aproximado EHE [35 < λ ≤ 100]



β = 1,0 — $l_0 = \beta l = 1,0 \cdot 18,50 = 18,50$

SIMULACIÓN DEL CONTACTO CON EL TERRENO



$K_H = K_S \cdot A =$

$= 20000\ KN/m^3 \cdot 0,50\ m^2/m$

$= 10000\ KN/m/m$

$K_H = 10\,000\ KN/m/m$

NOTE BOOK

Cam Mmis 5-mayo-05

ACCIONES:

* Peso propio: Generado automáticamente

* cargas permanents.

1º Relleno hormigón pobre e=3,65 - 0,70 = 2,95m

$g_{2,1} = 2{,}95\,m \cdot 23\,kN/m^3 = 67{,}85\,kN/m^2$

2º Balasto + vías: e = 0,70m

$g_{2,2} = 0{,}70 \times 18\,kN/m^3 = 12{,}6\,kN/m^2$

Total cargas permanentes: $g_2 = 67{,}85 + 12{,}60 = 80{,}45\,kN/m^2$

$\boxed{g_2 = 80{,}5\,kN/m^2}$

* Tráfico

$q_{eq} = 30\,kN/m^2$ (Ver Nota de Cálculo de la Contrabóveda del Tramo de Pruebas)

Coeficiente de clasificación $\alpha = 1{,}21$

Coeficiente de amplificación dinámica $\phi = 1{,}40$ (en lado seguro)

$q = 30\,kN/m^2 \times 1{,}21 \times 1{,}40 = 50{,}82\,kN/m^2$

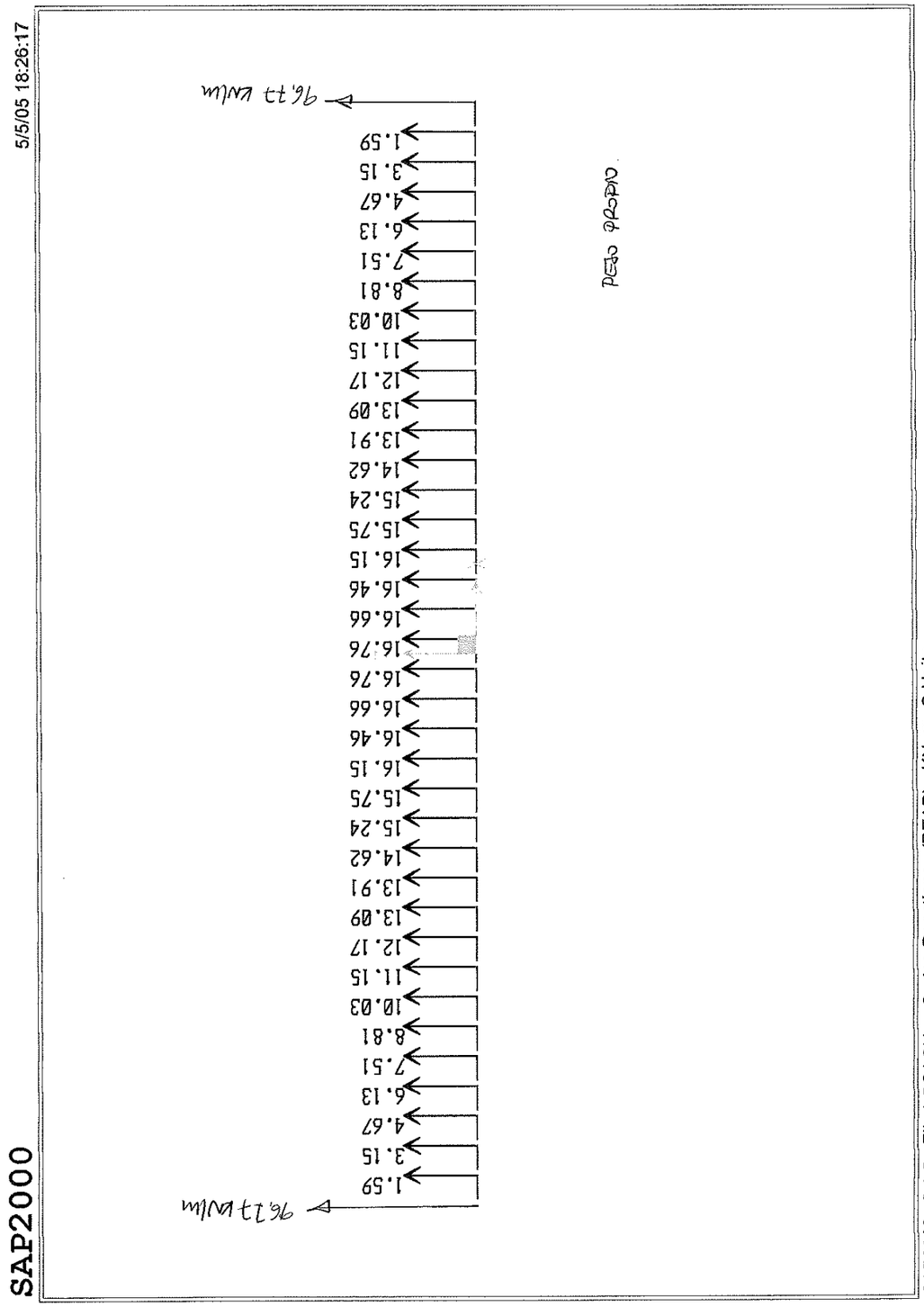
$\boxed{q = 50\,kN/m^2}$

↓

Archivo SAP: "LOSACH.SDB" (en LOSA de FONDO)

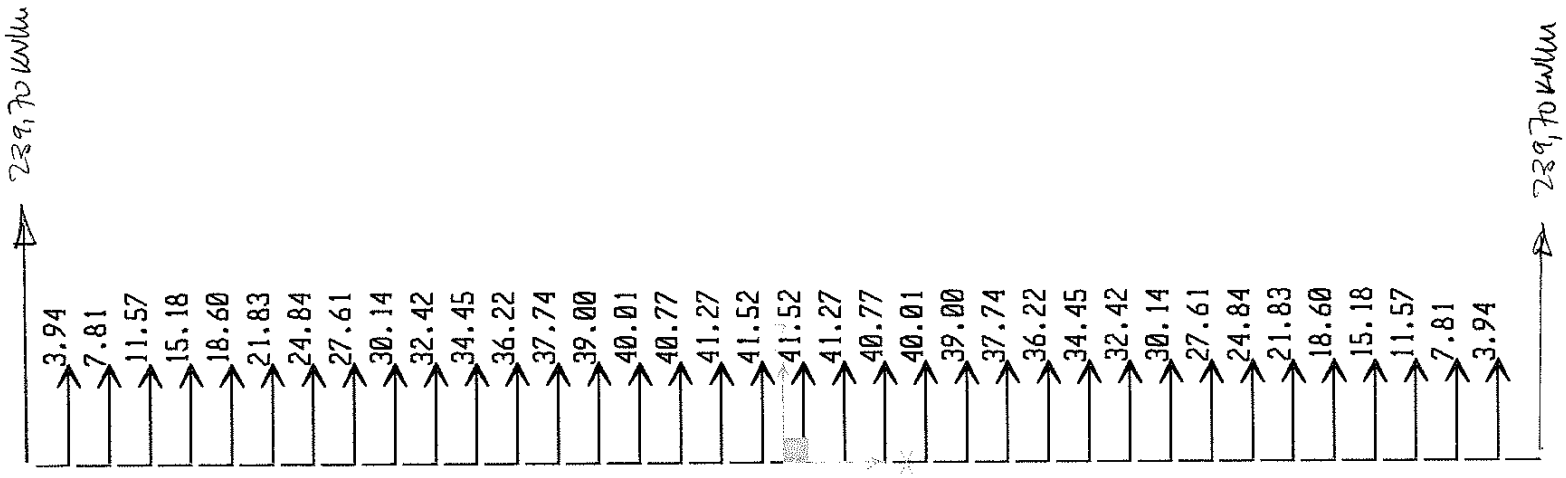
(3)

NOTE BOOK



(4)

SAP2000 5/5/05 18:26:26

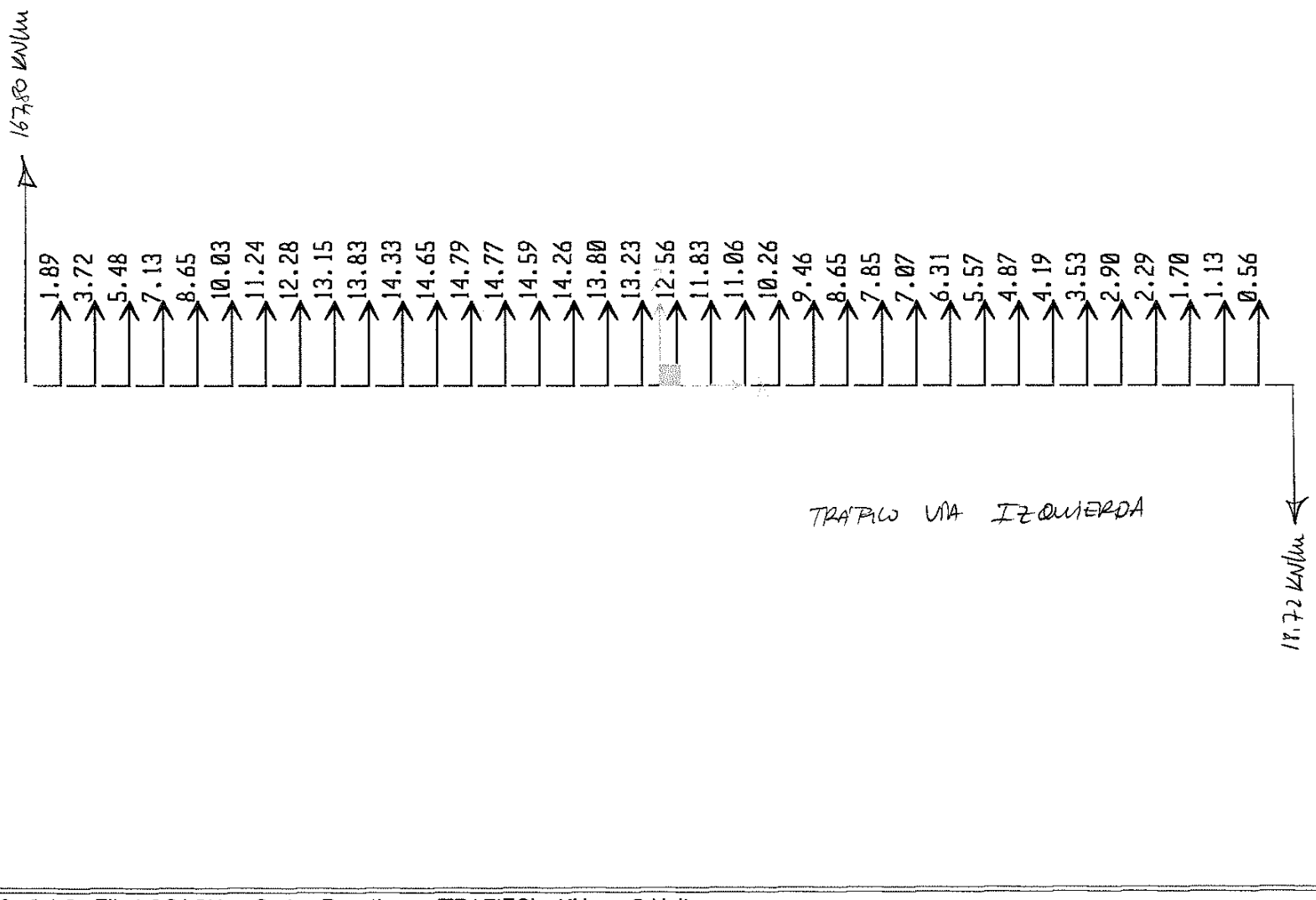


CARGAS PERMANENTES

SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Spring Reactions (G2) - KN, m, C Units

(5)

SAP2000 5/5/05 18:26:46



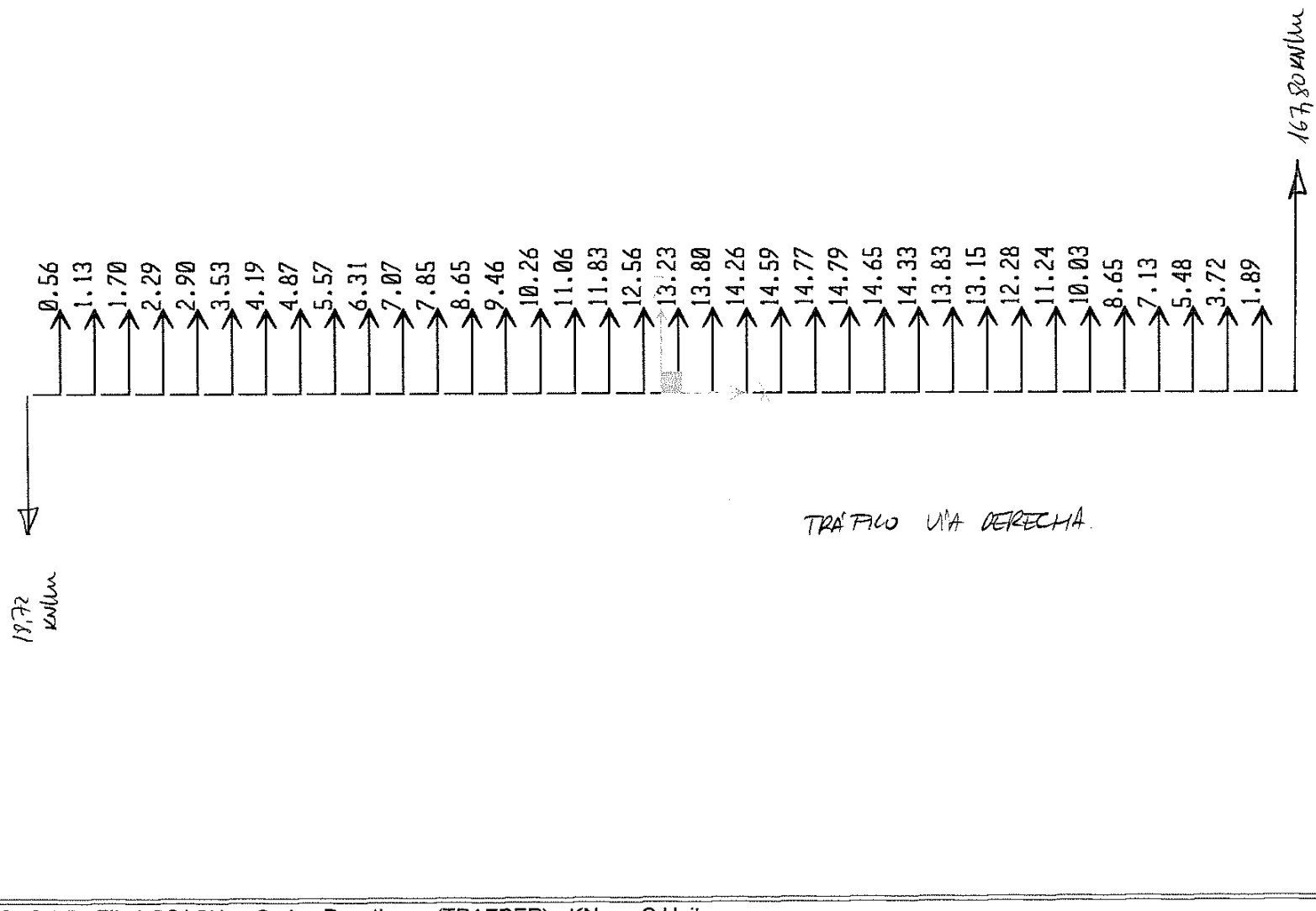
TRAFICO VIA IZQUIERDA

SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Spring Reactions (TRAFIZQ) - KN, m, C Units

(6)

SAP2000

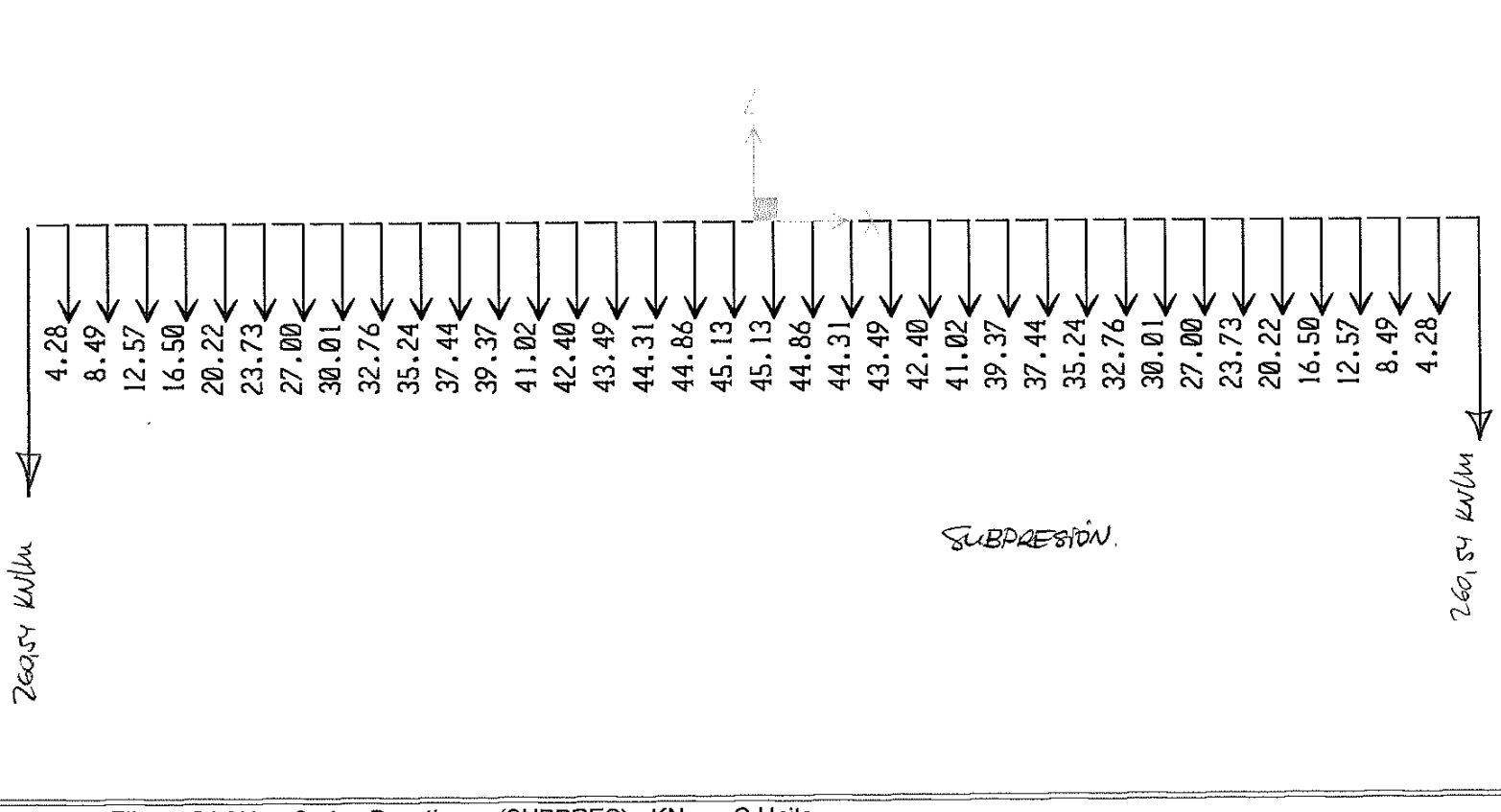
5/5/05 18:26:39



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Spring Reactions (TRAFDER) - KN, m, C Units

SAP2000

5/5/05 18:26:54



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Spring Reactions (SUBPRES) - KN, m, C Units

DIMENSIONAMIENTO:

a) Máxima flexión negativa

La máxima flexión negativa corresponde a:

- Peso propio
- Máxima sobrecarga de agua
- Reacción en las pantallas sobre la losa

Determinación del esquema estático:

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que éste está totalmente "fraccionado"

— Archivo SAP: LOSACM2.R10 (en LOSA FONDO)

El terreno está fraccionado — se quitan con vínculos que eliminen el contacto.

FLEXIÓN:

COMB 1: 1,00 g₁ + 1,50 Sobrecarga

$M_d^{40} = 4224,6$ KN.m/m

$h = 1,30$; $r = 0,10$ + recubrimiento mecánico

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s \geq 95,88 cm^2/m$ → 20 ϕ 25 pmd

$A_s \geq 93,3 cm^2/m$ — 19 ϕ 25 pmd ← Axil mínimo
$A_s \geq 80,95 cm^2/m$ → 17 ϕ 25 pmd ← Axil máximo
} Sin tener en cuenta la ampliación por efectos de 2º orden EHE.

Axil reducido máximo: $\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} = \frac{1,20 MN \cdot 1,50}{1,30 \frac{25}{1,50}} = 0,083$ — un incremento de axil es favorable

NOTE BOOK

Método aproximado EHE (Art. 43.5.2)

$e_{tot} = e_c + e_a + e_2$

$$e_a = (1 + 0,12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20 e_c}{h + 10 e_c} \frac{l_o^2}{50 i_c}$$

$l_o = \beta \ell = 2,0 \cdot 19,50 = 18,50 m$

$i_c = \sqrt{I/A} = 0,3753 m$

$\varepsilon = 0,0045$

$\varepsilon_y = 0,002174$

$\beta = 2,00$ (factor de armado)

$e_c = e_2$: (Excentricidad mínima de cálculo) Soporte transversal (con lado seguro)

FLEXIÓN

a) mínimo axil.

$M_d = 4224,6$ KN.m/m
$N_d = 300$ KN/m
} $e_2 = 14,072 m$

Sustituyendo valores:

$$e_a = (1 + 0,12 \cdot 2,0)(0,0045 + 0,002174) \frac{1,30 + 20 \cdot 14,072}{1,30 + 10 \cdot 14,072} \frac{12,5^2}{50 \cdot 0,3753}$$

$e_a = 0,2714 m$ → $e_{tot} = 14,072 + 0,2714 = 14,343 m$

→ $N_d = 300$ KN/m
$M_d = 4303,03$ KN.m/m
} $A_s \geq 94,72 cm^2/m$ → 20 ϕ 25 pmd

NOTE BOOK

b) máximo axil

$nd = 4221,6$ KN.m/m ; $nd = 1800$ KN/m ⟹ $e = 2,345$ m

$e_a = (1 + 0,12\ 1)\cdot(0,0045 + 0,002174) - \frac{1,30 + 20\cdot 2,345}{1,30 + 10\cdot 2,345} \cdot \frac{18,5^2}{50\ 0,3753}$

$e_a = 0,2655$ m

$e_{tot} = 2,345 + 0,266 = 2,611$ m

$nd = 1800$ KN/m

$md = 1800$ KN/m $\cdot$ 2,611m $= 4699,51$ KN.m/m ⟹ $A_s \geq 93,51$ cm²/m

↑ Si cubre con 19Φ25

MOMENTO ÚLTIMO

Si tenes en cuenta el axil del lado seguro

con 20Φ25 pmf $A_s = 98,18$ cm²/m

$h = 1,30$; $r = 0,10$m ⟶ $mu = 4479,5$ KN.m/m

Profundidad f.n. $x = 0,31\,4d$ ← Falla dúctil, falla por el hormigón con el acero plastificado y $\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$

Momento último con Φ25 a 0,10

$A_s = 49,09$ cm²/m ($h = 1,30$; $r = 0,07$ recubrimiento mecánico)

$mu = 2465,6$ KN.m/m

Se tiene $md < 2450$ KN.m/m a 3,00m del apoyo.

a partir de este pto. anclaje curvilíneo

$l_{b,II,025} = 1,40 \cdot 5 \cdot 2,5^2 \cdot 1,35$cm

las barras deben llegar hasta

$3,0 - \frac{1,30}{d} - \frac{1,35}{l_b} = 0,35$m del apoyo.

Longitud barras: $18,5 - 0,35 - 0,35 = 17,8$m

Se llevan hasta el final

DEBIDO DE LA ÚLTIMA BIELA DE CORTANTE

$Vd = 915$ KN/m — Biela a 45°

$A_s \geq \frac{Vd}{f_{yd}} = \frac{0,915\text{MN/m}}{434,8\text{ MPa}} = 21,04$ cm²/m ← Si cubre solapamiento

CORTANTE

Tomando el cortante a 1 canto útil del apoyo

$Vd = 815$ KN/m ⟹ $A_\alpha \geq 10,17$ cm²/m/m

$A_s = 49,09$ cm²/m ← armadura efectivamente anclada en la sección de cálculo

Cuantía mínima a cortante

$A_\alpha \geq 0,02 \cdot b_o \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 1,0 \frac{25/1,5}{500} = 8,333$ cm²/m

↑ Si cubre

Can Turó 6-mayo-05

Cortante último sin armadura de cortante.

$A_s = 98.18\ cm^2/m$
$h = 1.30\ m$
$r = 0.10\ m$
} $V_{u2} = 554.5\ kN/m$

Si tiene $V_d < 550\ kN/m$ a 4cm del apoyo

Medando medio canto útil → se llevan los cercos hasta los 1.50 cm del apoyo.

Limitación en la separación de cercos

$V_{u1} = 6000\ kN/m$
$V_d = 815\ kN/m$
} se cumple $V_d < \frac{1}{5} V_{u1}$

→ $S_t \leq 0.80d \leq 300mm$ → $S_t = 300mm$

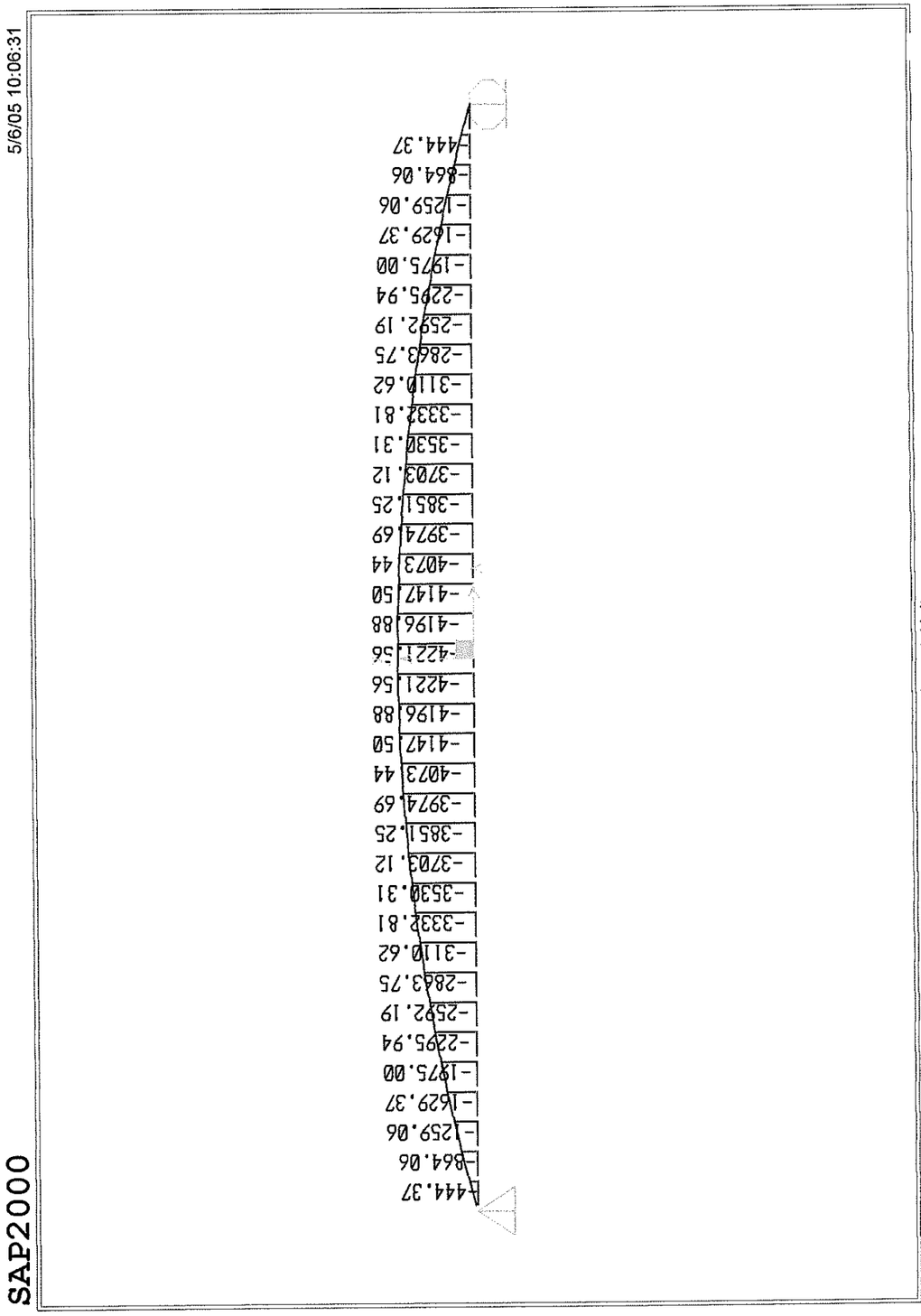
↑

Limitación de la separación de cercos para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón sometido a compresión oblicua

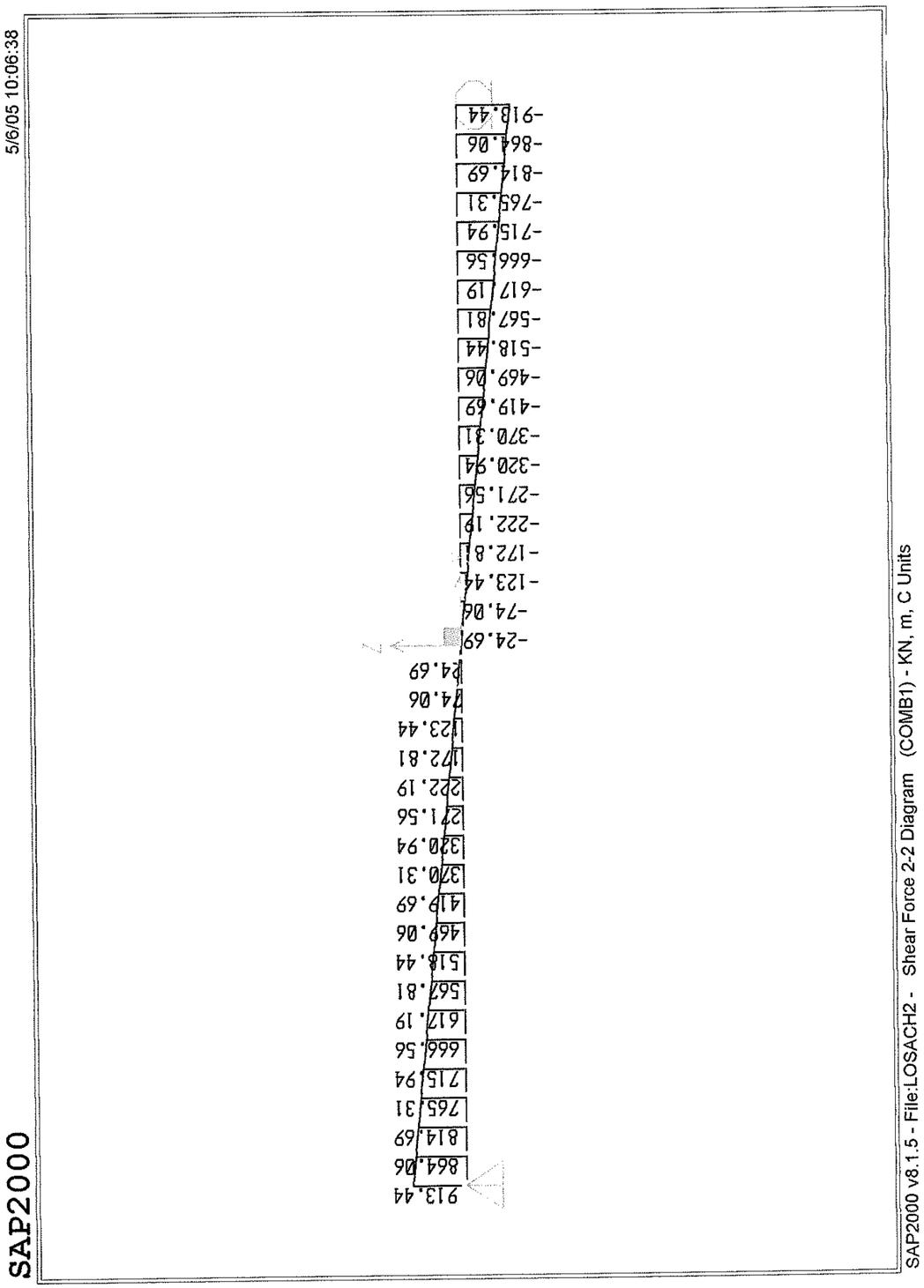
(13)

NOTE BOOK

5/6/05 10:06:31



(14)



(15)

Can Tunis 6 mayo-05

b) Máxima flexión positiva

La máxima flexión positiva corresponde a:

- Peso propio
- Cargas permanentes
- Tráfico en ambos vanos
- Reacción de las pantallas sobre la losa

↳ Como no es importante no se considera la actuación de la subpresión del lado seguro.

Determinación del esquema estático

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que este está totalmente comprimido

→ Archivo SAP "LOSA CH.SDB" (en LOSA de FONDO)

FLEXIÓN

COMB 3: $1{,}35\,g_1 + 1{,}35\,g_2 + 1{,}50$ Tráfico

$M_{d}^{20} = 1430{,}5$ KN.m/m

Dimensionamiento con programas BASIC

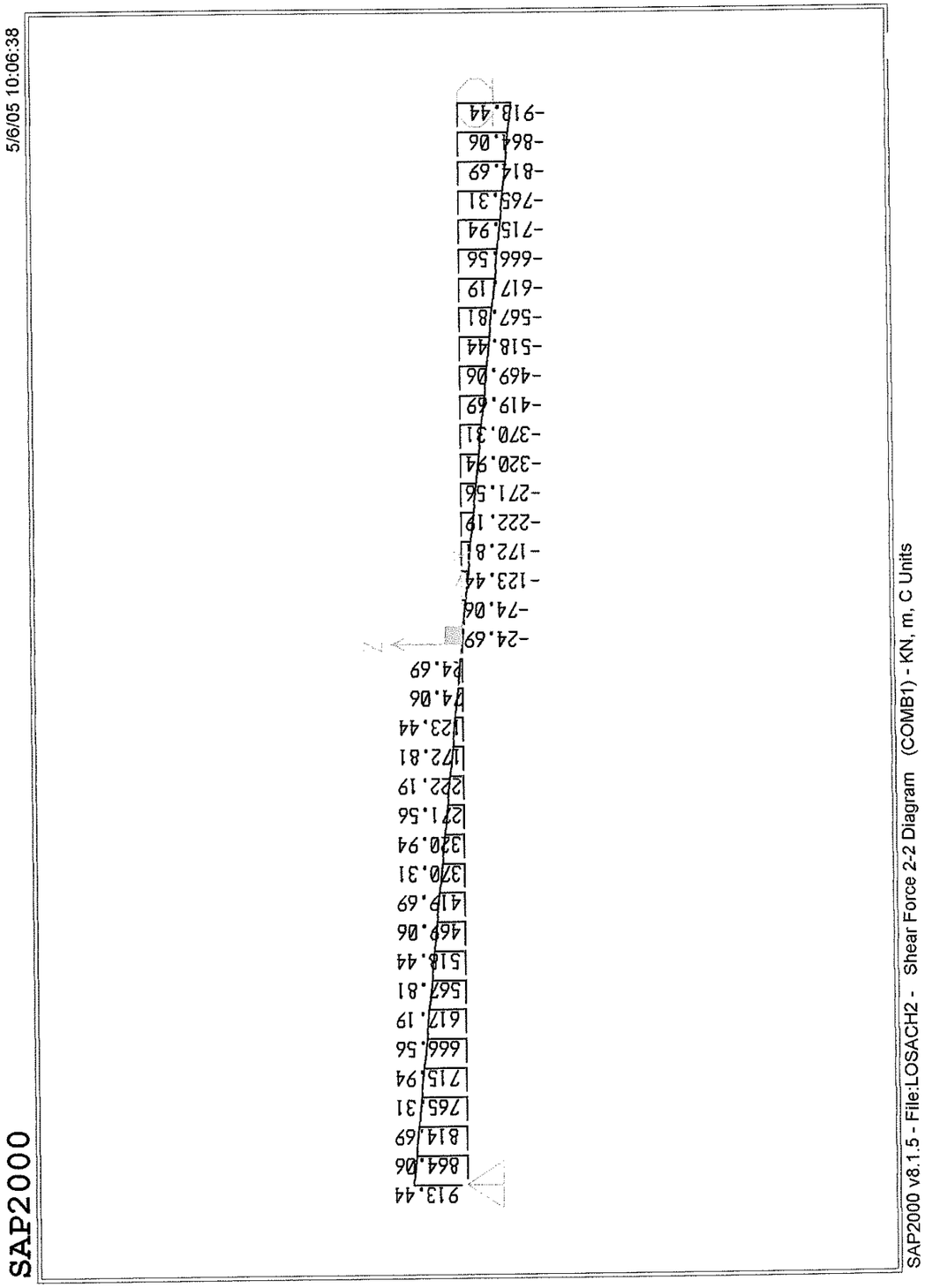
$A_s \geq 28{,}07\ cm^2/m \rightarrow 10\,\phi 20$ pmt

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración.

$$A_s \geq 0{,}04\,A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 1{,}20 \frac{25/1{,}50}{434{,}8} = 19{,}98\ cm^2/m$$

(16)

NOTE BOOK



15

Can Tunis 6-Mayo-05

CORTANTE:

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo directo

V_d = 403,28 kN/m

cortante último en armadura de cortante

h=1,30; l=0,07; A_s = 21,47 cm²/m → V_{u2} = 384,3 kN/m

→ Hace falta armadura de cortante (Asignamos con programa 8,1 cm²/m)

$A_s \geq$ 3,85 cm²/m (m) ← Hay que disponer la cuantía mínima

ES MÁS LIMITANTE EL CASO ANTERIOR

$A_{s,min} = 0,02 \cdot b_0 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 1,00 \cdot \frac{25/1,5}{400} = 9,33$ cm²/m

Se cubre con 1 cdlo a 0,20 x 0,80 (13,09 cm²/m(m))

Cortante último en armadura de cortante

V_{u2} = 384,3 kN/m

Se tiene $V_d \leq$ 380 kN/m para 2,00 m de ex de apoyo.

Ricardo ½ canto útil, los cercos deben llegar

hasta los 2,65 m del apoyo

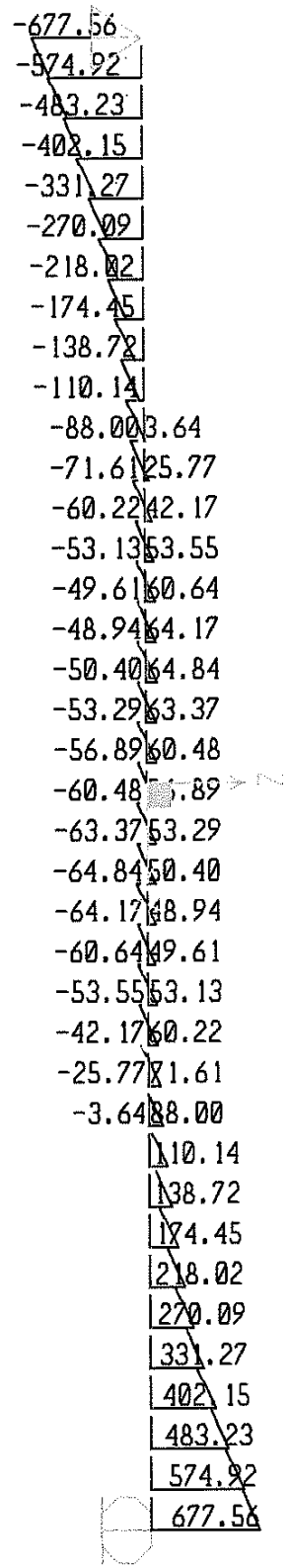
2,70 m 0,10 + 12 x 0,20

17

(b)

SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Shear Force 2-2 Diagram (COMB3) - KN, m, C Units

SAP2000

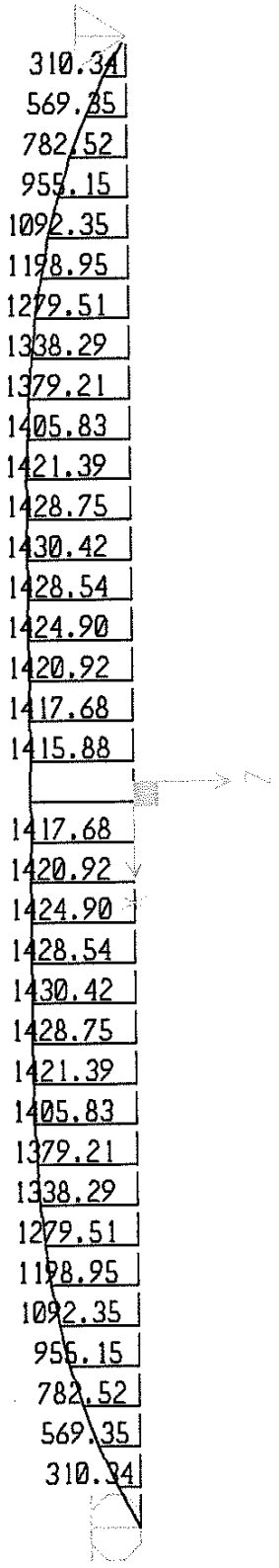


5/6/05 10:21:57

(a)

SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Moment 3-3 Diagram (COMB3) - KN, m, C Units

SAP2000



5/6/05 10:22:03

CUANTÍAS MÍNIMAS:

- Armadura longitudinal como losa.

$A_c = 130 cm^2/m$; $w \geq 1,8‰$ → $A_s \geq 130 \cdot \frac{18}{1000} = 23,4 cm^2/m$

$A_s \geq 11,7 cm^2/m$ ← en cada cara y en cada sentido

Si cubre con $\phi 16$ a 0,20 (aprox.) — Si propone $\phi 20$ a 0,30 ($10,47 cm^2/m$)

- cortante: Limitación en la separación por control de fisuración

$V_{sd} = 462$ kN/m

$(V_{sd} - 3V_{cu}) < 0$ — $S_t \leq 300 mm$

ELS FISURACIÓN:

a) Momentos negativos:

$m_k^{<0} = 2351,2$ kN·m/m

VER HOJA EXCEL ADJUNTA. ← ~~En~~ Temporal. Una vez se haga el relleno de tierras para el trasdós disminuye mucho.

b) Momentos positivos.

$m_k^{>0} = 1024,64$ kN·m/m

VER HOJA EXCEL ADJUNTA ← Tb se ha tenido en cuenta el efecto de la fluencia en cuanto al efecto de la sobrecarga que en este caso es poco (20%)

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE ~~CUBIERTA~~ LOSA DE FONDO
RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	1.3	m		
As1=	98.18	cm2/m	ro1=	0.00818167
As2=	31.42	cm2/m	ro2=	0.00261833
d=	1.2	m		
d'=	0.07	m		
c=	0.03	m		
s=	0.1	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.279	m
X=	0.335	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.068038735	m4
Iint=	0.183083333	m4

porcentaje= 37.16 %

ESFUERZOS:

mk=	2351.3	**kN·m**
Sigma s=	219.238	MPa
m fis=	722.465	kN·m
Sigma sr=	67.364	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	98.18	cm2
Ac, ef=	0.325	m2

Epsilon sm= 0.0009927

sm= 121.38 mm ← Separación media de las fisuras.

wk= 0.20 mm ← Abertura frente a momentos negativos

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE ~~CUBIERTA~~ LOSA DE FONDO
RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	1.3	m		
As1=	31.42	cm2/m	ro1=	0.00255447
As2=	98.18	cm2/m	ro2=	0.00798211
d=	1.23	m		
d'=	0.1	m		
c=	0.03	m		
s=	0.1	m		
fi=	20	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.153	m
X=	0.188	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.027798046	m4
Iint=	0.183083333	m4

porcentaje= 15.18 %

ESFUERZOS:

mk=	1025	kN·m
Sigma s=	281.843	MPa
m fis=	722.465	kN·m
Sigma sr=	198.655	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	31.42	cm2
Ac, ef=	0.325	m2

Epsilon sm= 0.00070911

sm= 183.44 mm ← Separación media de las fisuras

wk= 0.22 mm ← Abertura frente a momentos positivos

LONGITUDES DE SOLAPO

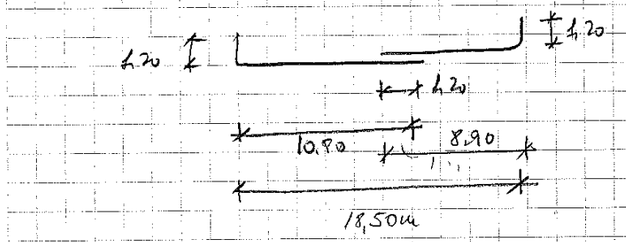
- $\phi 20$ en posición I (adherencia buena) HA-25

$l_b = 15 \cdot 2,0^2 = 60 cm$

$l_s = 1,3 l_b = 78 cm \rightarrow$ Se toma 1,00m

$a \geq 10\phi = 20cm$ (← Solapes alternados) $\Big\}$ a = 1,30m

Se solapan el 50% de las barras

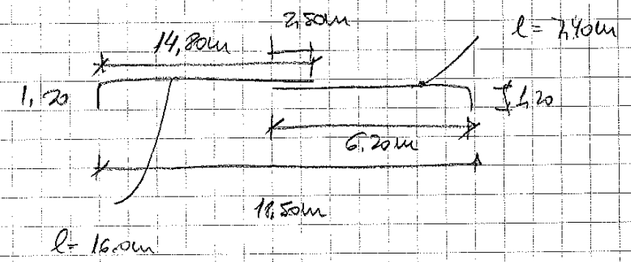


- $\phi 25$ en posición II (adherencia mala)

$l_b = 15 \cdot 1,40 \cdot 2,5^2 = 130,0$

$l_s = 1,8 \cdot 130,0 = 234,0cm \rightarrow$ Se toman 2,50m

$a \leq 10\phi = 25cm$ (Si solapa el 50%) $\Big\}$ a = 1,10



MOMENTOS FLECTORES TRANSVERSALES POR EFECTO POISSON.

Momento principal: $m_d = 4225 kN \cdot m/m$

Momento transversal: $m_{dt} = 0,20 \cdot 4225 kN \cdot m/m = 845 kN \cdot m/m$

* Momento último con $\phi 20$ a 0,30

$A_s = 10,47 cm^2/m$

$U = A_s \cdot f_{yd} = 10,47 \cdot 10^{-4} m^2/m \cdot 434,8 MPa = 0,455 MN/m$

$C = U = T = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \rightarrow y = \dfrac{0,455 MN/m}{0,85 \cdot \frac{25 MPa}{1,50} \cdot 1,00} = 0,0321m$

$z = d - y/2 = 1,20 - \dfrac{0,0321m}{2} = 1,1839m$

$m_u = U \cdot z = 0,455 \cdot 1,1839 = 0,539 MN \cdot m/m = 539 kN \cdot m/m$

* Momento último con $\phi 20$ a 0,20

$A_s = 15,71 cm^2/m$

$U = T = 0,683 MN/m$

$y = \dfrac{0,683 MN/m}{0,85 \cdot \frac{25}{1,50} \cdot 1,00} = 0,04822 m$

$z = d - y/2 = 1,20 - \dfrac{0,04822}{2} = 1,176m$

$m_u = U \cdot z = 0,683 \times 1,176m = 0,803 MN \cdot m/m$

Se dispone $\phi 20$ a 0,20 en el tramo central

$\phi 20$ a 0,30 en los extremos

Momento último con $\phi 20$ a 0,30 $m_{u,t} = 539 kN \cdot m/m$

que corresponde a un momento flector principal de

$m_d = 2695 kN \cdot m/m$

Se tiene $m_d \leq 2695 kN \cdot m/m$ a 3,50m del apoyo.

CAMBIO PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Relleno hormigón pobre antes de finalizar el achique de aguas

Se realiza el relleno de hormigón pobre antes de finalizar el achique de agua entre pantallas → Cuando actúa la subpresión ya se puede contar con el efecto favorable del peso del hormigón pobre.

Acción:

Peso de hormigón pobre.

$h = 3,65 - 0,80 = 2,85m$ ← Espacio para el balasto

Se toma relleno de 2,75m (como mínimo, quedan 90cm para relleno de balasto)

$\gamma = 21 kN/m^3$ ← densidad hormigón pobre (del lado seguro)

$g_{2,\text{hormigón pobre}} = 2,75 \times 21 = 57,75 kN/m^2$

$g_{2,\text{hormigón pobre}} = 57,75 kN/m^2$

DIMENSIONAMIENTO:

a) Máxima flexión negativa

La máxima flexión negativa corresponde a:

- Peso propio
- Relleno de hormigón pobre ← Se hace antes de finalizar el bombeo.
- Reacción en cad pantallas sobre la losa
- Máximo subpresión de agua.

Determinación del esquema estático

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que éste está totalmente "traccionado"

→ Archivo SAP. LOSACM2.$R0 (en Losa de Fondo)

FLEXIÓN

COMB3: 1,00(g + relleno) + 1,50 Subpresión

$M_d = -1752,75 kN.m/m$

$M_{d,min} = 300 kN/m$ → $A_s \geq 32,84 cm^2/m$

$M_{d,max} = 1200 kN/m$ → $A_s \geq 23,34 cm^2/m$

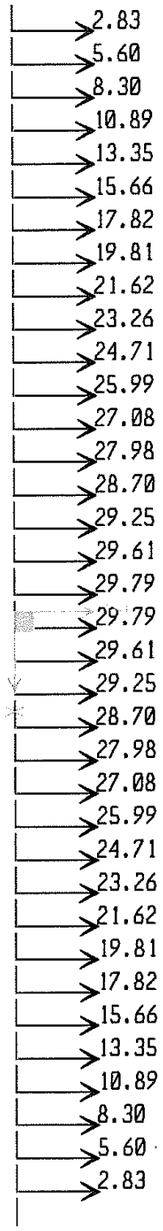
$h = 130cm$; $l = 210cm$ (recubrimiento mecánico)

Cuantía mínima EHE

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 130 \cdot \frac{25/1,50}{434,80} = 19,93 cm^2/m$

Ls sobre sobredimensionado

SAP2000



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Spring Reactions (RELLENO) - KN, m, C Units

8/1/05 12:39:04

(3)

Can Tunis

1-Ago-05

EFECTOS de 2º ORDEN

Método aproximado EHE (Art. 43.5.2)

$e_{tot} = e_e + e_a \;\&\; e_2$

$e_a = (L + 0.12 \cdot \beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \dfrac{h + 20\,e_e}{h + 10\,e_e} \cdot \dfrac{l_o^2}{50\,i_c}$

$l_o = \beta \cdot l = 2.0 \cdot 18.50 = 18.50\,m$

$i_c = \sqrt{I/A} = 0.375\,m$ $\qquad I = \frac{1}{12} 1.30^3 = 0.183\,m^4/m$

$\varepsilon = 0.0045$ $\qquad A = 1.30\,m^2/m$

$\varepsilon_y = 0.002174$ $\qquad$ Tabiques medianeros

$\beta = 1.00$ (Factor de armado) $\qquad \lambda = \dfrac{l_o}{i_c} = \dfrac{18.50}{0.375} = 49.3$ [≥ 35 < 100]

$e_e = e_2 =$ (Excentricidad mínima de cálculo)

como soporte trasladamos al lado seguro

a) Mínimo axil

$md = 1752.75\,KN \cdot m/m$ $\qquad e_2 = \dfrac{1752.75}{300} = 5.8425\,m$

$Nd = 300\,KN/m$

$e_e = e_2 = 5.8425\,m$

Sustituyendo valores:

$e_a = (1 + 0.12 \cdot 2.0)(0.0045 + 0.002174) \dfrac{1.30 + 20\,5.8425}{1.30 + 10 \cdot 5.8425} \cdot \dfrac{18.50^2}{50\,0.375^2}$

$e_a = 0.2697\,m$ (muy bajo)

$e_{tot} = e_e + e_a = 5.8425 + 0.2697 = 6.1122\,m$

$e_{tot} = 6.1122\,m \simeq 6.15\,m$

$Nd = 300\,KN/m$

$md = Nd \cdot e_{tot} = 300\,KN/m \cdot 6.15\,m = 1845\,KN \cdot m/m$

(4)

NOTE BOOK

dimensionamiento con programas BASIC

$A_s \geq 24.96\ cm^2/m$

b) Máximo axil

$n_d = 1752.75\ KN.m/m$

$n_d = 1200\ KN/m$

$$e_2 = \frac{m_d}{n_d} = \frac{1752.5\ KN.m/m}{1200\ KN/m}$$

$e_2 = 1.460\ m$

Sustituyendo valores:

$$e_a = (1 + 0.12 \cdot 1.00)(0.0045 + 0.002/1.74)\ \frac{430 + 20 \cdot 1.4604}{430 + 10 \cdot 1.4604} \cdot \frac{12.50^2}{50.0375}$$

$e_a = 0.2615\ m$

$e_{tot} = e_2 + e_a = 1.4604 + 0.2615 = 1.7219\ m \simeq 1.75\ m$

$n_d = 1200\ KN/m$

$m_d = n_d \cdot e_{tot} = 1200\ KN/m \cdot 1.75\ m = 2100\ KN.m/m$

dimensionamiento con programas BASIC

$A_s \geq 31.38\ cm^2/m$

Únicamente en hipótesis de máximo axil

$A_s \geq 34.96\ cm^2/m$ ← Se cubre con 12 ϕ20

ϕ25 a 0.20 + 2 ϕ20 a 0.60 ($35.01\ cm^2/m$)

Si disponen ϕ25 a 0.20 + 2 ϕ20 / grupo curso

$A_s = 24.545 + 10.47 = 35.02\ cm^2/m$

Momento último con ϕ25 a 0.20 + 2 ϕ20 a 0.60

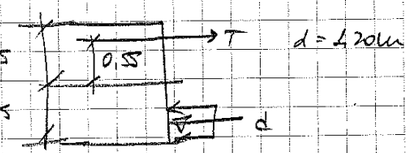
$A_s = 35.018\ cm^2/m$

$U = A_s \cdot f_{yd} = 35.018 \cdot 10^{-4}\ m^2 \cdot 434.8\ MPa = 4.523\ MN/m$

$m_d = 300\ KN/m = 0.30\ MN/m$

$c_d = 4.823\ MN/m = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \rightarrow y = \dfrac{4.823\ MN/m}{0.85 \cdot \frac{25}{1.50} \cdot 1.00}$

$y = 0.1287\ m$



$m_u = T \cdot 0.55 + d \cdot (0.65 - y/2)$

$m_u = 4.523 \cdot 0.55 + 4.823 \left(0.65 - \frac{0.1287}{2}\right) = 4.905\ MN.m/m$

$m_u = 1905\ KN.m/m$

$m_d = 1845\ KN.m/m$ ($C_{SA} = 1.0375$ OK!)

$x = \frac{y}{0.80} = \frac{0.1287}{0.80} = 0.1609\ m$ ($x = 0.134d$ ← Falla dúctil por el acero en tracción)

OK!

Can Tunis 1-Ago-05

CORTANTE:

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo

$V_d = 338{,}25$ kN/m

$A_s = 35{,}018$ cm²/m

$V_{d,min} = 300$ kN/m

$A_\alpha \geq 0{,}00$ cm²/m ← no hace falta armadura de cortante

Cortante último sin armadura de cortante $V_u = 425$ kN/m

ó

$(C_{SA} = 1{,}7565)$ OK!

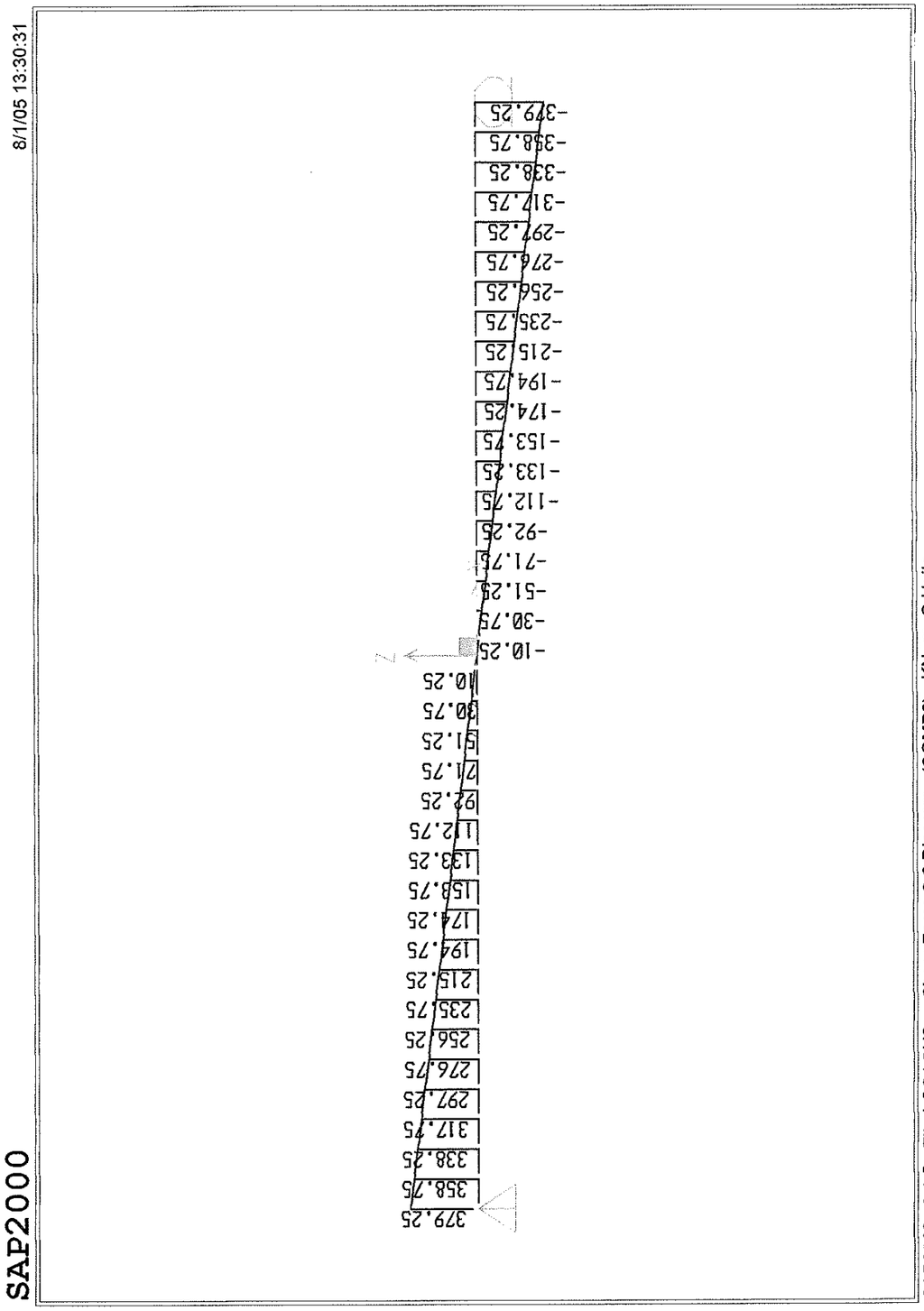
NOTE BOOK

8/1/05 12:56:14

SAP2000

-184.50
-358.75
-522.75
-676.50
-820.00
-953.25
-1076.25
-1189.00
-1291.50
-1383.75
-1465.75
-1537.50
-1599.00
-1650.25
-1691.25
-1722.00
-1742.50
-1752.75
-1752.75
-1742.50
-1722.00
-1691.25
-1650.25
-1599.00
-1537.50
-1465.75
-1383.75
-1291.50
-1189.00
-1076.25
-953.25
-820.00
-676.50
-522.75
-358.75
-184.50

SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH2 - Moment 3-3 Diagram (COMB3) - KN, m, C Units



Can Tunis -2- 12-Julio-05

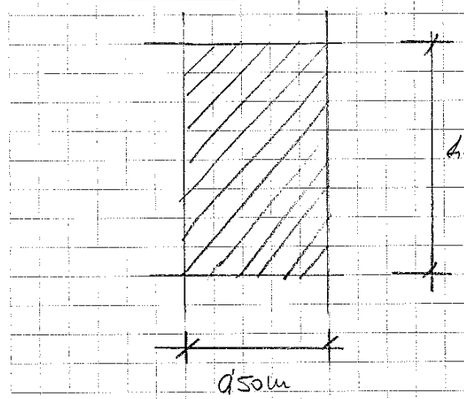
EMPARRILLADO PLANO: LOSA de FONDO RECINTO de CONSTRUCCIÓN del CAJÓN HÍNCADO.

LOSA MACIZA c=1,30m

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS de LAS BARRAS:

DISCRETIZACIÓN cada 0,50m

· BARRAS TIPO

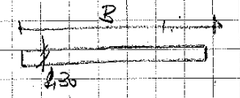


$A = 0,65\ m^2$

$I_{33} = \frac{1}{12} 1,30^3\ 0,50 = 0,09154 m^4$

$I_{22} = \frac{1}{12} 0,50^3\ 1,30 = 0,01354 m^4$

J: Sección maciza.



Sección de la losa

$J = \frac{1}{3} \beta h^3 = \frac{1}{3} \beta\ 1,30^3$

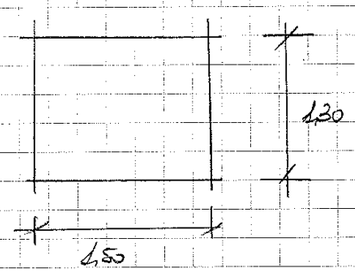
Reparto proporcional a las áreas.

$J_{barra} = \frac{\frac{1}{3} \beta\ 1,30^3}{\beta} \cdot 1,00$

$J_{barra} = \frac{1}{3} 0,50 \cdot 1,30^3$

Si aplica la mitad a las barras longitudinales y la mitad a las barras transversales → $J = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} 0,50\ 1,30^3 = 0,1831\ m^4$

· NERVIO de BORDE.



$A = 1,95 m^2$

$I_{33} = \frac{1}{12} 1,30^3 1,50 = 0,7746 m^4$

J = Sección maciza

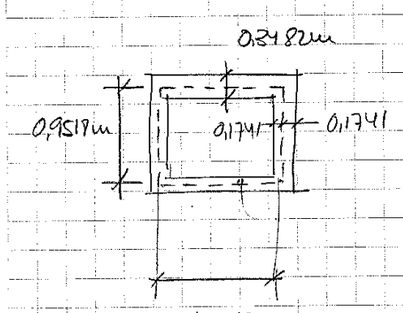
1

NOTE BOOK

$A = 1{,}95 m^2$

$u = 2(1{,}50 + 1{,}30) = 5{,}60 m$

$$Ue = \frac{1{,}95 m^2}{5{,}60 m} = 0{,}3482 m$$



$Ae = 1{,}0963 m^2$

$Ue = 4{,}2072 m$

$$J = \frac{4 \cdot Ae^2}{\Sigma\, li/ti} \qquad (Bredt)$$

$$J = \frac{4 \cdot 1{,}0963^2}{2 * \left(\frac{1{,}1518}{0{,}3482} + \frac{0{,}9518}{0{,}3482}\right)} = 0{,}2979 m^4$$

Se limita el modelo a una longitud de unos 20m

Archivo SAP **EMPARRILLADOC.A1D**

MODELO

Ver páginas siguientes

NOTE BOOK

El claramente más limitante la hipótesis de máxima flexión

$1{,}00 g_1 + 1{,}50$ sobrecargas.

Esfuerzos en el nervio extremo

- Flexión $Md = 11580 KN \cdot m$

Dimensionamiento con programas BASIC

$b = 1{,}50 m$; $h = 1{,}30 m$, $r = 0{,}10 m$

$A_s \geq 291{,}7 cm^2 \leftarrow$ 60 Φ25

37 Φ32 ← se disponen 38 Φ32

- Cortantes: $Vd = 8375 KN$

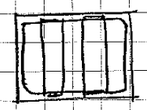
$b = 1{,}50 m$; $h = 1{,}30 m$; $r = 0{,}10 m$

$A = 98{,}12 cm^2$ (← 20 Φ25 como mínimo)

$A\alpha \geq 64{,}5 cm^2/m$

↑ Se cubre con 6 ramas Φ20 a 0,30

6 ramas Φ20 a 0,30



- Torsión (es torsión de compatibilidad no de equilibrio)

$Td = 2610 KN \cdot m$

a) Agotamiento de bielas comprimidas

$$Tu1 = \alpha \cdot f_{1cd} \cdot Ae \cdot ue \cdot \frac{cotg\,\theta}{1 + cotg^2\theta}$$

$f_{1cd} = 0{,}60 \cdot fcd = 0{,}60 \cdot \frac{25}{1{,}50} = 10 MPa$

$\alpha = 1{,}20$

$cotg\,\theta = 1{,}0$

$$Tu1 = 1{,}20 \cdot 10 MPa \cdot 1{,}0963 m^2 \cdot 0{,}3482 m \cdot \frac{1}{1 + 1^2} = 2290 KN \cdot m$$

NOTE BOOK

Can Tunis 12-julio-05

El torsor de diseño supera ligeramente el torsor último por agotamiento de las bielas comprimidas, teniendo en cuenta que es un problema local y que el torsor es de compatibilidad. Se da por bueno

b) Tracciones transversales

$$T_{u2} = \frac{2 \cdot A_c \cdot A_t}{s} f_{ytd} \cot g\theta$$

$$A_t/_s \geq \frac{T_{u2}}{2 \cdot A_c \cdot f_{ytd} \cdot \cot g\theta} = \frac{0{,}2610\ MN/m}{2 \cdot 1{,}0963\ m^2 \cdot 400\ MPa \cdot 1{,}00}$$

$A_t/_s \geq 2976\ cm^2/m$ ← muy bajo

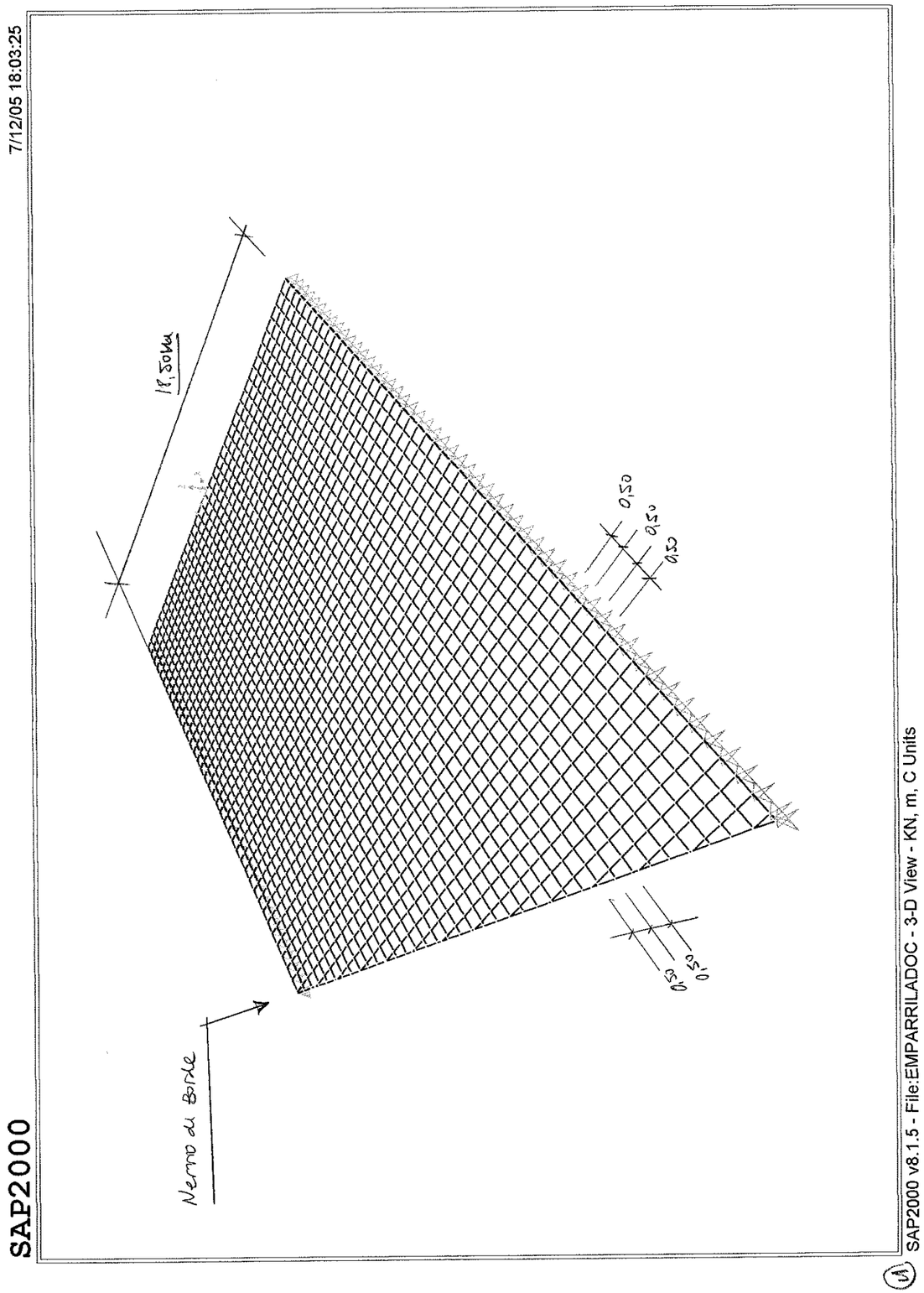
c) Tracciones longitudinales $\quad \cot g\theta = 1 \rightarrow tg\theta = 1{,}0$

$$T_{u3} = \frac{2 A_e}{u_e} A_e \cdot f_{yld} \cdot tg\theta$$

$$A_e \geq \frac{T_{u3} \cdot u_e}{2 \cdot A_e \cdot f_{yld} \cdot tg\theta} = \frac{0{,}2610\ MN/m \cdot 4{,}2072\ m}{2 \cdot 1{,}0963\ m^2 \cdot 400\ MPa \cdot 1{,}0} =$$

$= 12{,}52\ cm^2$ ← muy bajo.

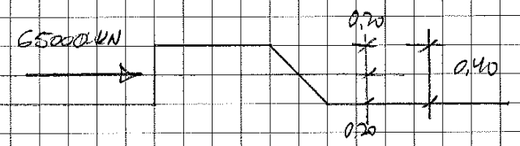
NOTE BOOK



REACCIÓN PARA EL HINCADO DEL CAJÓN.

R_d = 6500 Tn (Reunión en Oficinas obra 19-mayo-05 con el Responsable de ATIKOS)

GEOMETRÍA:



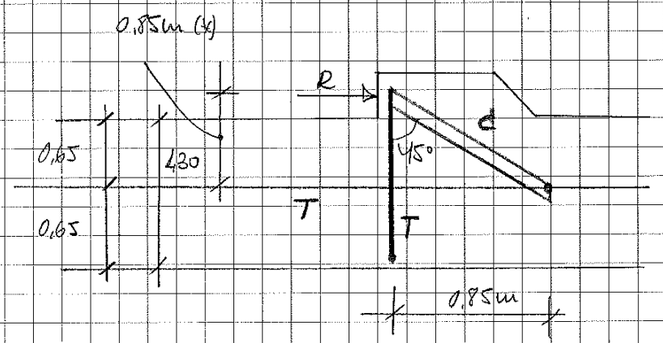
∄ 36 gatos en 13,0m → 1 gato cada 0,37m

Se supone uniformemente repartido.

$$q_d = \frac{65000\,KN}{13,0\,m} = 5000\,KN/m$$

Dimensionamiento de la ménsula corta. (Método AEH)

"HORMIGÓN ARMADO" P. Jiménez Montoya et als

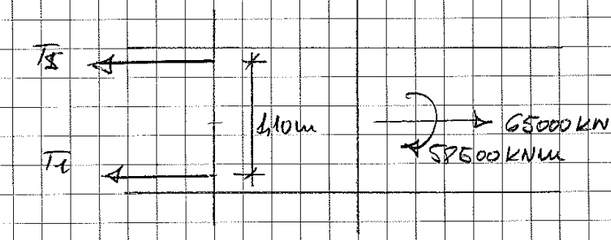


(*) Se tomará 0,90m del lado seguro

NOTE BOOK

Tracciones: 65000 KN

Momento flector: 65000 KN 0,90m = 58500 KN.m. (local)



Equilibrio: $T_s + T_i = 65000\,KN$

$(T_s - T_i)\frac{1,10}{2} = 58500\,KN\,m$ } 2 ecs con 2 incógnitas

$T_s + T_i = 65000\,KN$

$T_s - T_i = 106363,6\,KN$ }

$T_s = 85681,5\,KN$

$T_i = -20681,8\,KN$

↑ Hay compresiones.

Dimensionamiento de la sección:

N_d = 65000 KN (tracción) → n_d = 5000 KN/m

M_d = 58500 KN.m. → m_d = 4500 KN.m/m

h = 1,80m; r = 0,10m

$A_s \geq 150,97\,cm^2/m$ ← Muy alto. 30 ϕ 25 pasa

∂ 20 ϕ 32 pasa ← queda más espacio para el hormigonado

En primer tanteo, no se ha tenido en cuenta la interacción con el terreno ni el trasdós de cajón por detrás de la ménsula en lo que a pantalla se refiere — Bajarán los momentos flectores, los axiles serán ligeramente los mismos.

NOTE BOOK

$A_s = 30\,\phi 25 = 147{,}27\ cm^2/m$

$U = A_s \cdot f_{yd} = 147{,}27 \cdot 10^{-4}\ m^2/m \cdot 434{,}8\ MPa = 6{,}403\ MN/m$

$Td = 5{,}0\ MN/m$

$C = U - Td = 6{,}403 - 5{,}0 = 1{,}403\ MN/m$

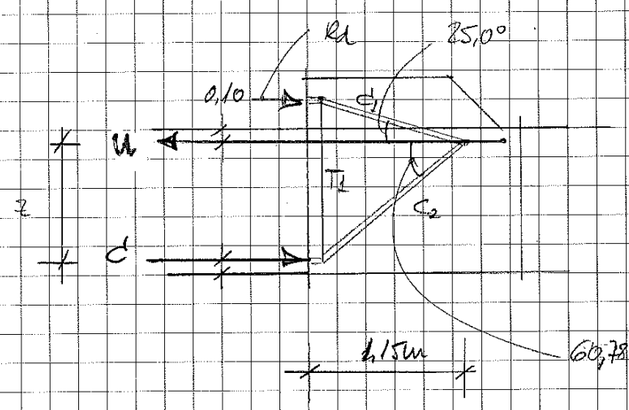
$$y = \frac{C}{0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{1{,}403\ MN/m}{0{,}85 \cdot \frac{25\ MPa}{1{,}50} \cdot 1{,}00} = 0{,}09906\ m$$

$$M_M = C \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y}{2}\right) + Td\left(z - \frac{h}{2}\right) =$$

$$= 1{,}403\ MN\left(\frac{1{,}30}{2} - \frac{0{,}09906}{2}\right) + 6{,}403\left(1{,}20 - \frac{1{,}30}{2}\right) =$$

$$= 1{,}403\ MN\,(0{,}6005\ m) + 6{,}403\,(0{,}55) = 4{,}264\ MN.m/m$$

(ε = 3% aceptable)



$z = 1{,}20 - \frac{y}{2} \approx 1{,}15\ m$

$z \approx 1{,}15\ m$

$Rd = 5000\ KN/m$

$C_1 \cdot \cos 25° = 5000\ KN/m \rightarrow C_1 = \frac{5000\ KN}{\cos 25°} = 5516{,}9\ KN/m$

$C_2 \operatorname{sen} 60{,}78° = C_1 \cdot \operatorname{sen} 25° \rightarrow C_2 = 2671{,}5\ KN/m$

$U = C_1 \cdot \cos 25° + C_2 \cdot \cos 60{,}78° = 5516{,}9 \cdot \cos 25 + 2671{,}5 \cdot \cos 60{,}78°$

$= 6304\ KN/m$ (ε = 1,5%) OK!

$C = C_2 \cdot \cos 60{,}78° = 2671{,}5 \cos 60{,}78 = 1310{,}4\ KN$ (ε = 7% OK!)

$T_1 = C_1 \cdot \operatorname{sen} 25° = 5516{,}9 \cdot \operatorname{sen} 25° = 2331{,}5\ KN$

$= C_2 \cdot \operatorname{sen} 60{,}78° = 2671{,}5 \cdot \operatorname{sen} 60{,}78° = 2331{,}5\ KN$

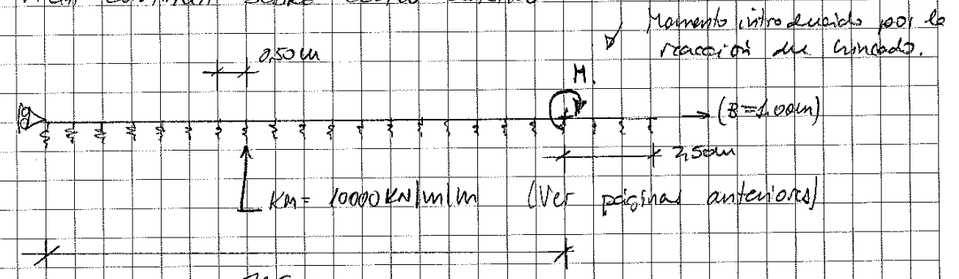
$Td = 2331{,}5\ KN/m$

$$A_s \geq \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{2{,}3315\ MN/m}{400\ MPa} = 58{,}3\ cm^2/m \quad \text{(muy alto)}$$

disponiendo ganchos { $\phi 25 \rightarrow$ 12 ganchos $\phi 25$ pmd

MODELO:

VIGA CONTINUA SOBRE LECHO ELÁSTICO:



M (Lam) = M_M = 4500 KN.m

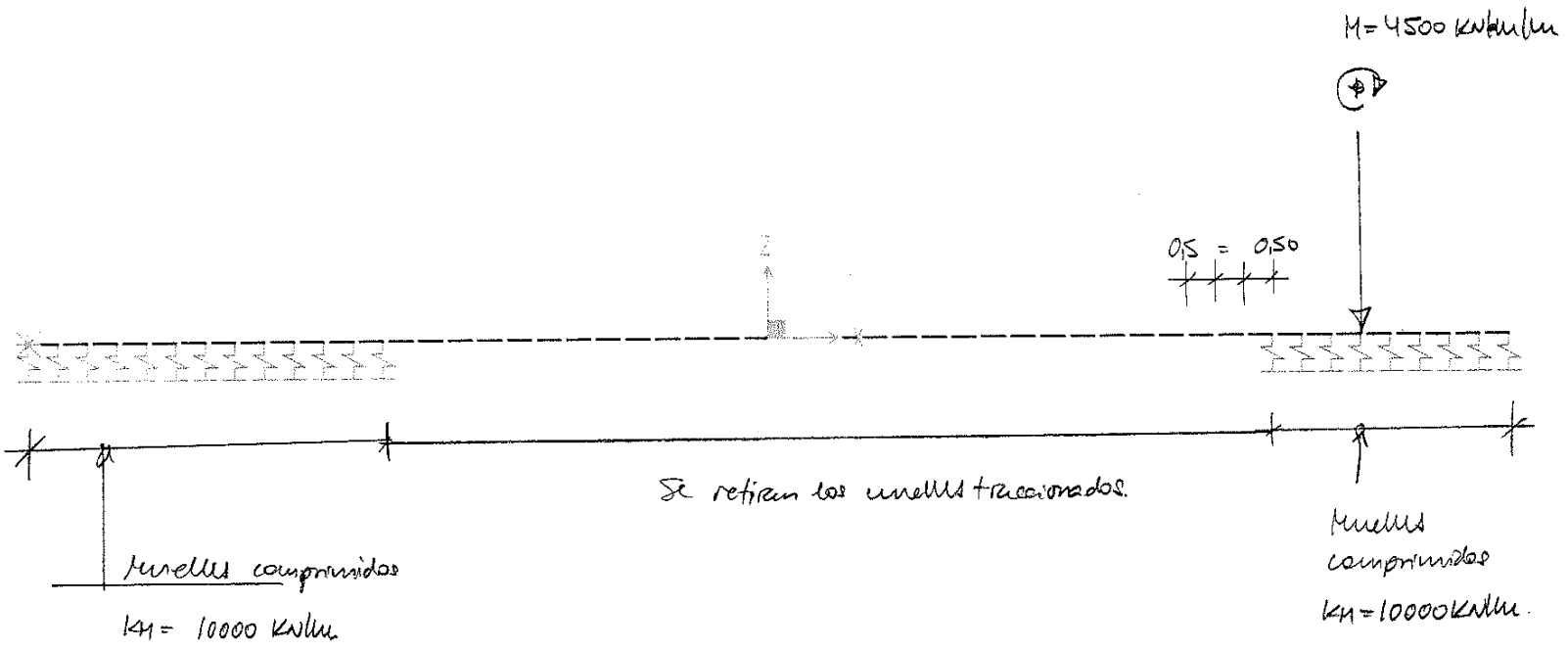
Modelo simplificado.

Archivo SAP: HINCADO.SDB

↑ Útil teórico para tener una idea del comportamiento.

SAP2000 7/13/05 9:01:19

DISCRETIZACIÓN

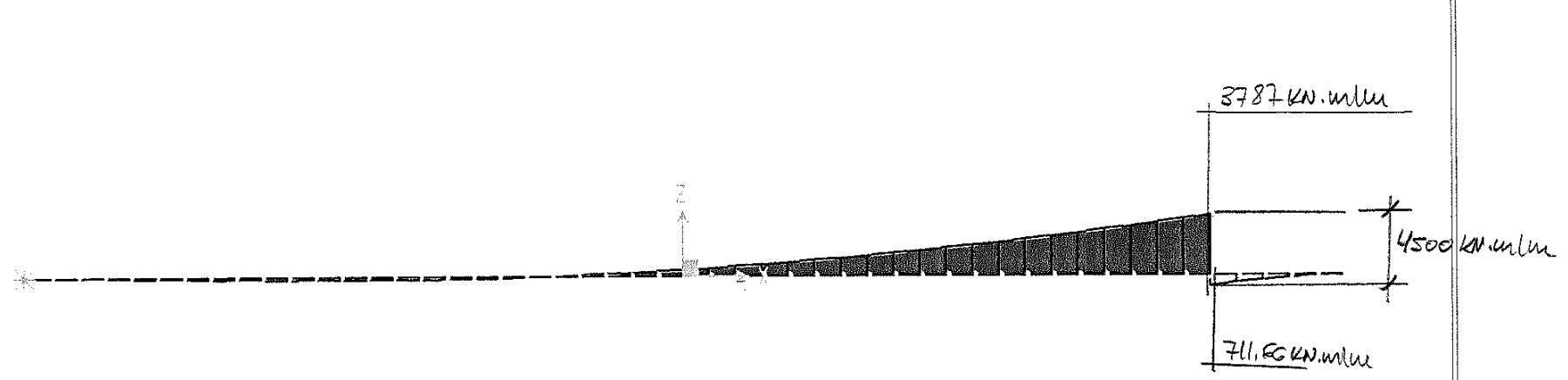


SAP2000 v8.1.5 - File:HINCADO - 3-D View - KN, m, C Units

(1)

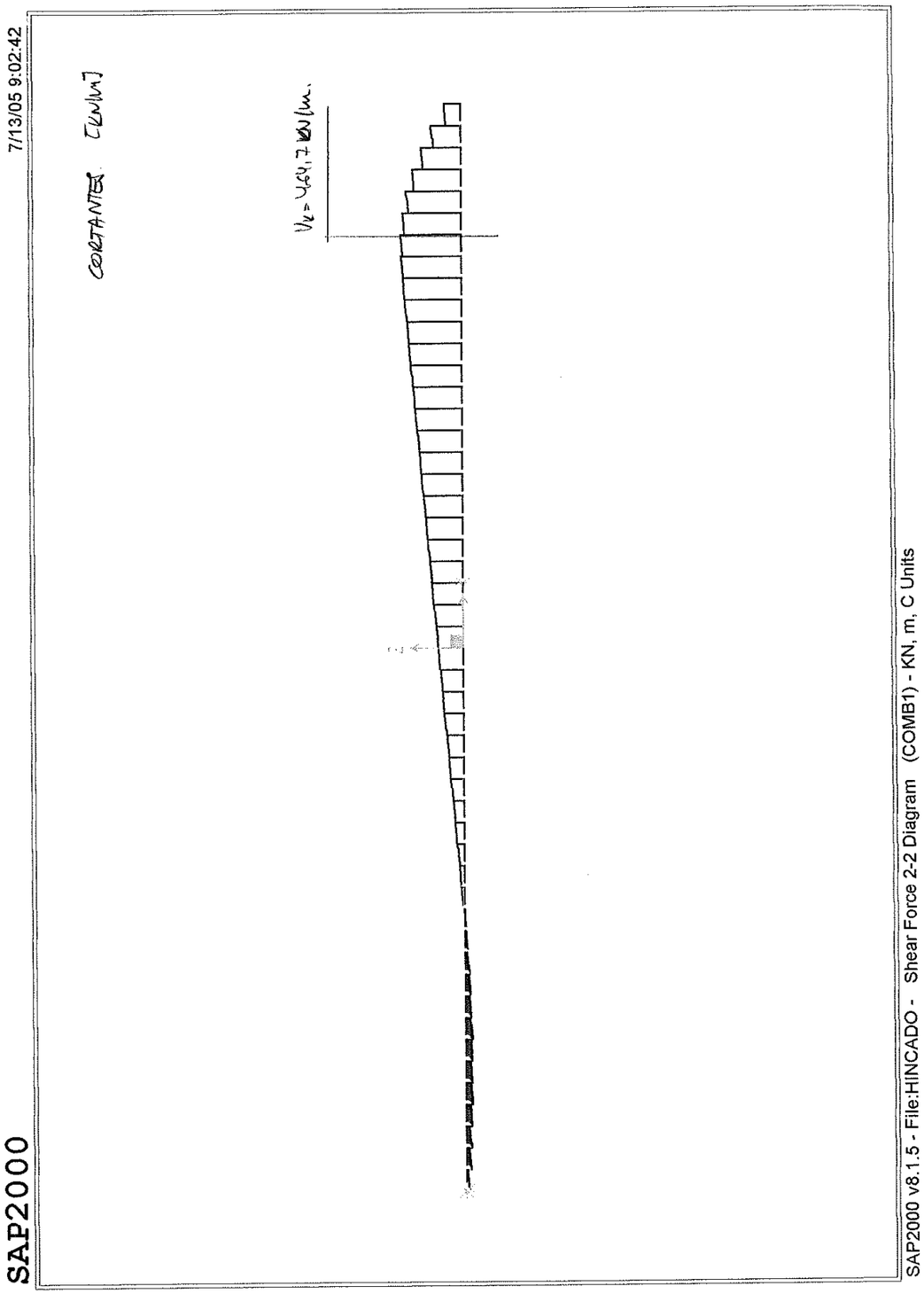
SAP2000 7/13/05 9:02:32

MOMENTOS FLECTORES
[KN.m/m]



SAP2000 v8.1.5 - File:HINCADO - Moment 3-3 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

(2)



7

can Tunis

B-julio-05

EQUILIBRIO FRENTE A FUERZAS HORIZONTALES

Obs: Si ∄ subpresión → ∄ rozamiento pq hay levantamiento
↳ Se mantendrá el achique de aguas hasta que se haya completado el hincado del cajón

$F_{HINCADO}$ = 65000 kN

- Peso losa $A = 1189\ m^2$, $h = 1,30\ m$ → $V = 1545,7\ m^3$

$g_t = V \cdot \gamma = 1545,7\ m^3 \cdot 24\ kN/m^3 = 37096,8\ kN$

- Peso cajón hincado:

$A = (13,55 \cdot 11,04) - (11,75 \cdot 9,39) = 39,26\ m^2$

$l = 41,5\ m$

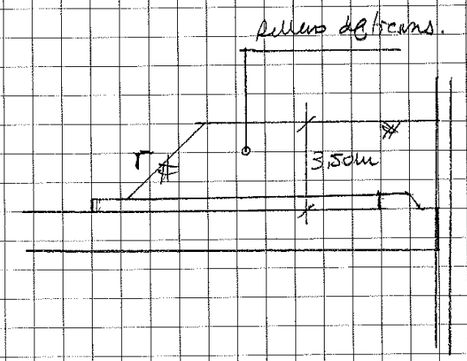
$V_{total} = 1629,2\ m^3$

$g_t = V \cdot \gamma = 1629,2\ m^3 \cdot 24\ kN/m^3 = 39103,2\ kN$

- Tierras sobre la losa

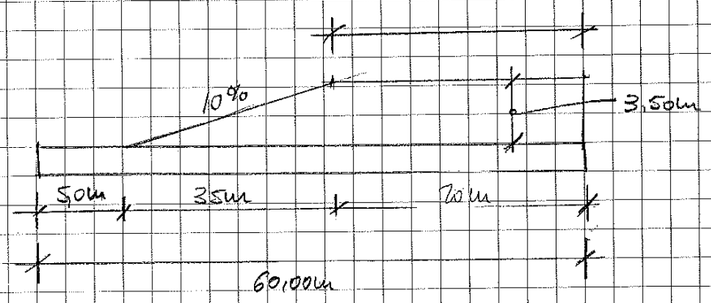
$h = 3,0\ m$

$l = var.$



NOTE BOOK

7



$A = \frac{1}{2}\ 35 \times 3{,}5 + 25 \times 3{,}50 = 148{,}75\ m^2$

$b = 18{,}50\ m$

$V = 2751{,}9\ m^3$

$\gamma = 18\ kN/m^3$

$g_t = 2751{,}9\ m^3 \cdot 18\ kN/m^3 = 49538{,}75\ kN$

Ver Hoja -4- mas adelante

Ménsula Corta:

Dimensionamiento como ménsula corta:

$r = 4650\ kN/m$

$a = 0{,}20\ m$

· Armadura de flexión:

$M = 4650\ kN/m \cdot 0{,}20\ m = 930\ kN \cdot m/m$

dimensionamiento a flexión: $h = 1{,}90\ m$; $d = 1{,}70\ m$

$z = 0{,}80 \cdot d = 1{,}36\ m \approx \boxed{1{,}35\ m}$

$A_s \geq M d / z = \frac{0{,}930\ MN \cdot m/m}{1{,}35\ m} = 0{,}689\ MN/m \rightarrow A_s \geq \frac{0{,}689\ MN/m}{400\ MPa}$

$A_s \geq 17{,}22\ cm^2/m$

· Armadura de reparto:

$A_d = \frac{F_{vd}}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{4{,}650\ MN/m}{1{,}00 \cdot 400\ MPa} = 116{,}25\ cm^2/m$

$\sigma_d = \frac{F_{vd}}{b \cdot d} = \frac{4{,}650\ MN/m}{1{,}00\ 1{,}70\ m^2} = 2{,}74\ MPa \quad (\leq 0{,}25 f_{cd} = 4{,}17\ MPa)$

(OK)

· Armadura de tracción: $A_t = 0$

$A_a = A_d + A_t = 116{,}25\ cm^2/m$

$A_b = 1{,}50\ A_f + A_t = 1{,}50 \cdot 17{,}22\ cm^2/m = 25{,}83\ cm^2/m$

Resulta $A_a > A_b$ con lo cual

$A_1 = \frac{2}{3} A_d + A_f = \frac{2}{3}\ 116{,}25 + 17{,}22 = 94{,}72\ cm^2/m \rightarrow 20\ \phi 25$

$A_2 = \frac{1}{3} A_d = \frac{1}{3}\ 116{,}25 = 38{,}75\ cm^2/m$

La armadura de este tramo (Secundaria) a disponer de modo que también se cubra la armadura de cortante necesaria en la losa.

NOTE BOOK

FLEXIÓN TRANSVERSAL: (alrededor del empotrado)

- Delante del pto de empotrado (Momentos flectores negativos).

  No llegan a aparecer momentos flectores negativos (Solo efectos locales)

- Detrás del pto de empotrado (aumentan los momentos flectores positivos)

FLEXIÓN

M_d = 635 KN.m/0.5m ← En el extremo exterior

M_d = 1270 KN.m/m

Dimensionamiento con programa BASIC:

A_s = 25,63 cm²/m → Se cubre con los φ20 a 0.10 dispuestos.

(31.42 cm²/m)

CORTANTE:

V_d = 1235 KN/0.50m

V_d = 2470.0 KN/m

A_s = 49.09 cm²/m → 48,91 cm²/m ← En el extremo

h = 1.30m; r = 0.10m

En el tramo donde se introduce la reacción:

Se disponen: 1 cφ20 a 0,30 × 0,40 y 1 cφ16 a 0,20 × 0,40

en la zona traccionada

(50,275 cm²/m²)

Se dispone bien.

NOTE BOOK

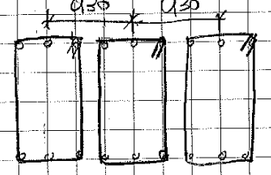
ZONA BAJO LA INTRODUCCIÓN DE LA REACCIÓN:

A_1 — $A_\alpha = 48.91\ cm^2/m$ ← cortante

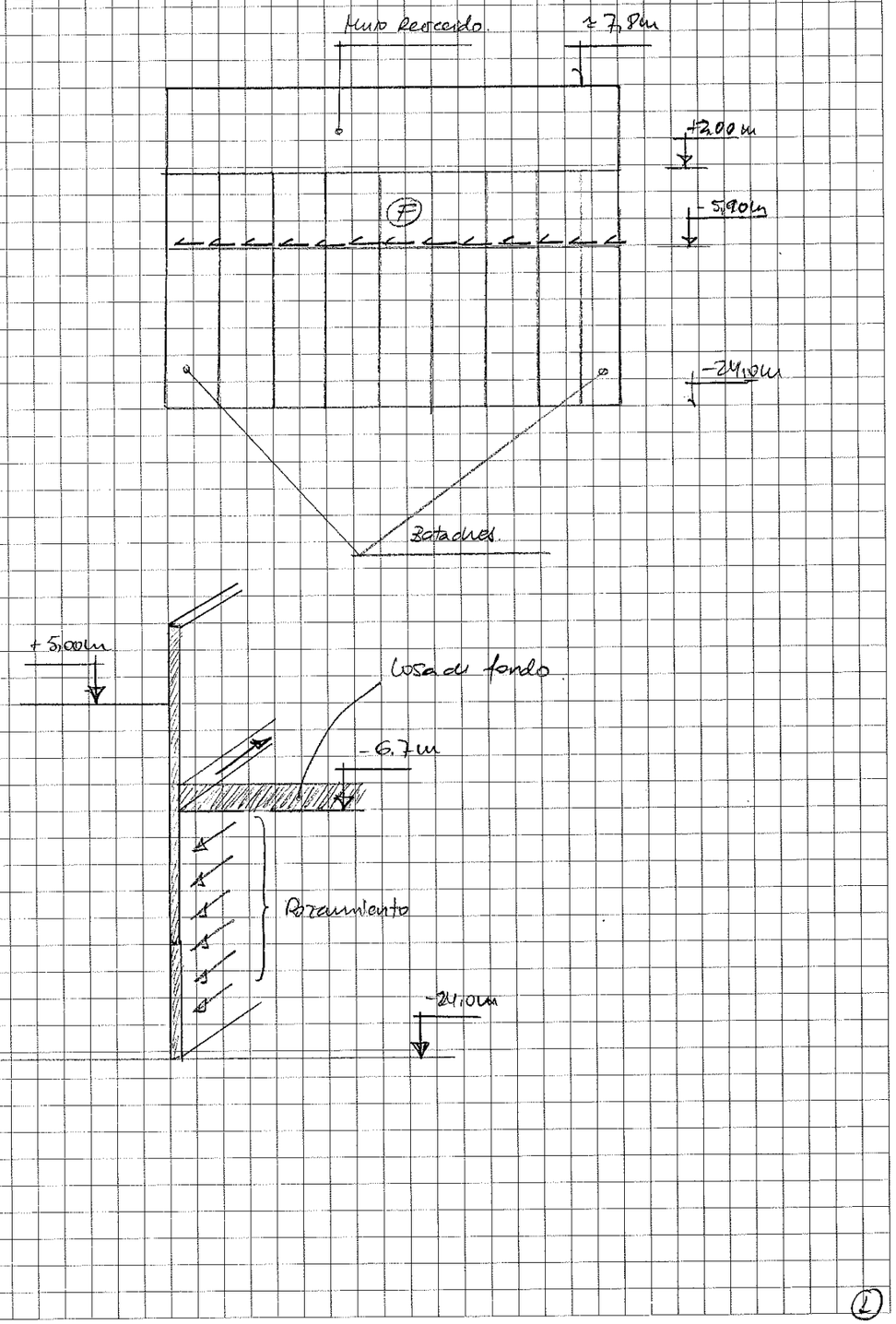
A_2 — $A_\alpha = 38.75 cm^2/m$ ← como ménsula corta.

Total: $A_\alpha = 87.66\ cm^2/m$ ← se cubre con

1 c Φ 20 a 0,20 × 0,30 = (104,7 cm^2/m)

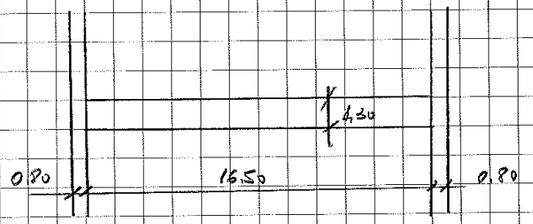


COMPORTAMIENTO DE LAS PANTALLAS:

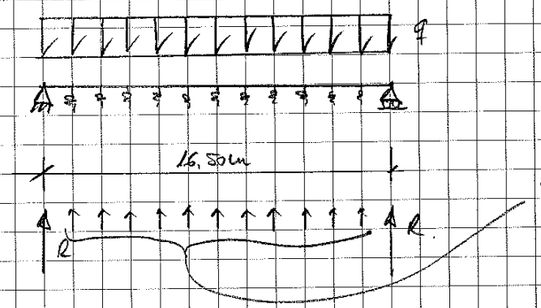


Can Tunis 14-julio-05

ACCIONES SOBRE LA LOSA de FONDO:



Esquema estático:



Son los que aportan rozamiento.

$R_{total} = q \cdot L = 16,50 \cdot q$

$R = 16,09\ t$

Q. pilar propio $W = 101,25\ KN$

$R = 96,77\ KN$

Contra el terreno reaccionan: $(1 - 2 * 0,1609) = 67,81\ \%$

Se considera el (65%)

NOTE BOOK

Can Tunis 13-julio-05

ETAPA:

FASE	$V_{hormigón}$ [m^3]	$L_{cargó}$ [m]	Peso s/losa [KN]
7	$106,75 * 19,50 = 1975$	6	$1975 * 18 + 6 * 39,26 * 24 = 41201 KN$
6	$85,75 * 18,50 = 1586$	12	$1586 * 18 + 12 * 39,26 * 24 = 39861\ KN$
5	$63,0 * 18,50 = 1165,5$	18	$1165,5 * 18 + 18 * 39,26 * 24 = 37940\ KN$
4	$45,0 * 18,50 = 832,5$	24	$832,5 * 18 + 24 * 39,26 * 24 = 37599 KN$
3	$28,8 * 18,50 = 532,8$	30	$532,8 * 18 + 30 * 39,26 * 24 = 37858\ KN$
2	$16,2 * 18,50 = 299,7$	36	$299,7 * 18 + 36 * 39,26 * 24 = 39315\ KN$
1	$7,20 * 19,50 = 133,2$	42	$133,2 * 18 + 42 * 39,26 * 24 = 41972 KN$.

$R_{min} = 37600\ KN$

Reacción total: $q_L + R_{min} = 37096,8 + 37600 = 74700\ KN$

Reacción sobre el terreno de cimentación: $R = 0,65 \cdot 74700 = 48555 KN$

Fuerza de rozamiento. $F_R = \mu \cdot R = 0,80\ tg\phi \cdot R = 0,80\ tg\ 28° \cdot 48555 =$

$= 20653,72$

Falta por equilibrar: $65000 - 20655 = \boxed{44345\ KN}$

NOTE BOOK

COSIDO A RASANTE

$T = 44345\ KN$

En cada hastial: $22172,5\ KN$

$l = 61,0m$ — $f = \frac{22175.\ KN}{61,0m} = 363,5\ KN/m$

$Fd \leq \beta \cdot fcd \cdot h + \frac{A_{st}}{s} \cdot fyd \cdot d\,(\mu_1 \cdot \mathrm{sen}\,\alpha + \cos\alpha) + \mu \cdot \sigma_{cd} \cdot h$ ($\geq 0,25\,fcd$)

$\frac{A_{st}}{s} \geq \frac{Fd}{\mu \cdot fyd} = \frac{0,3635\ MN/m}{0,90 \cdot 400\ MPa} = 10,10\ cm^2/m$

es relativamente bajo.

a anclar $4\,\phi 20$ pmd → ($A_{st} = 12,568\ cm^2/m$)

Cuantía mínima para junta cortante

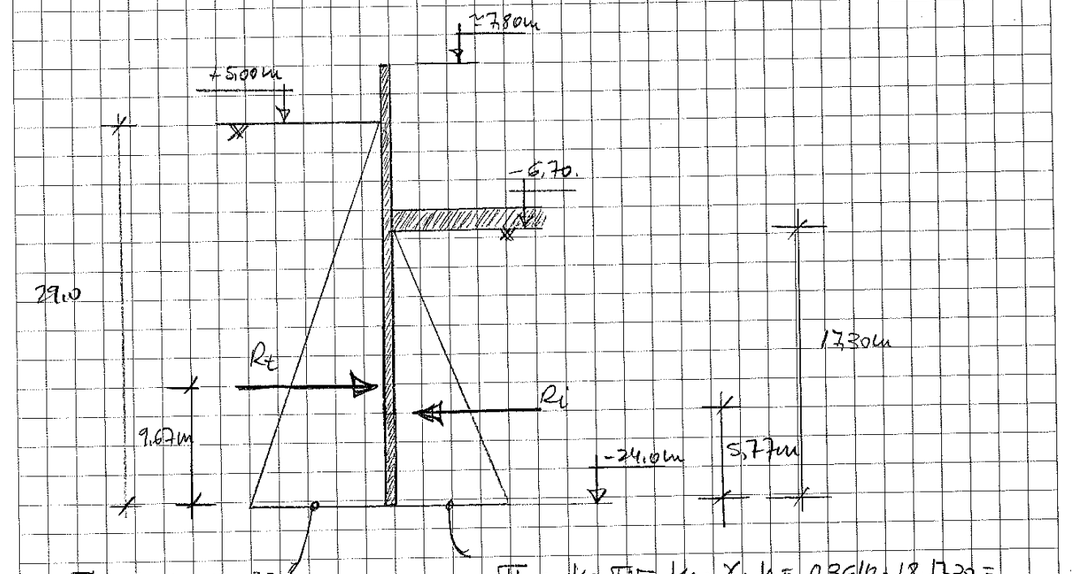
$\frac{A_{st}}{s} \geq \frac{0,30}{400} \cdot P = \frac{0,38}{400} \cdot 1,30m = 12,35\ cm^2/m$

P: canto máximo $= h = 1,30$

↕ la junta es cortante — admite redistribución en todo la longitud.

Se cubre con dovas a 0,30 de $2\,\phi 20$

$F = 22175\ KN$ en cada hastial



$\sigma_h = 0,3610 \cdot 18 \cdot 29,0$

$= 188,44\ KN/m^2$

$\sigma_h = k_a \cdot \sigma_v = k_a \cdot \gamma \cdot h = 0,3610 \cdot 18 \cdot 17,30 =$

$\sigma_h = 112,43\ KN/m^2$

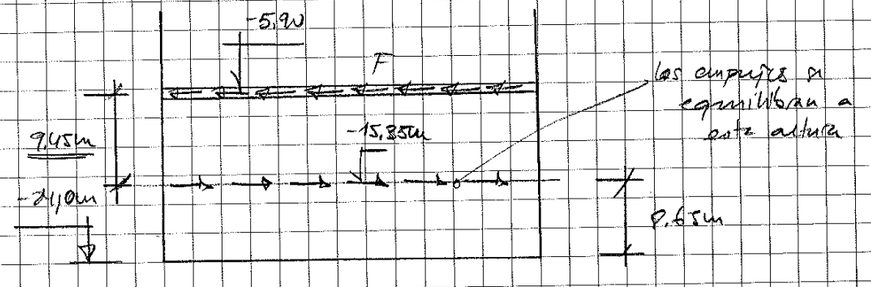
$\phi = 28°$ $\quad k_a = \frac{1 - \mathrm{sen}\,\phi}{1 + \mathrm{sen}\,\phi} = \frac{1 - \mathrm{sen}\,28°}{1 + \mathrm{sen}\,28°} = \underline{0,3610}$

$R_t = \frac{1}{2} \cdot 29 \cdot 188,44 = 2732\ KN$

$R_i = \frac{1}{2} \cdot 17,30 \cdot 112,43 = 972,5\ KN$

$R_{total} = 3704,5\ KN/m$

Posición resultante $= \frac{2732 \cdot 9,67 + 972,5 \cdot 5,77}{2732 + 972,5} = 8,65\ m$



Fuerza de rozamiento Mínimo:

$R = 3704.5\ KN/m$

$R_{total} = 61.0m \cdot 3704.5\ KN/m = 225974.5\ KN$

$F_\mu = \mu R = 0.5317 \cdot 225975\ KN = 120152.8\ KN$ En cada hastial

↑ aquí se toma $tg\phi$ directamente (está hormigonado contra el terreno)

$tg\phi = tg\ 28 = 0.5317$

COEFICIENTE de SEGURIDAD al DESLIZAMIENTO

Empuje: $65000\ KN = F_d$

Fuerzas resistentes: $20653.74 + 2 \times 120152.8 = 260959.3$

$C_{SA} = \dfrac{260959.3\ KN}{65000\ KN} = \boxed{4.015}$ OK!

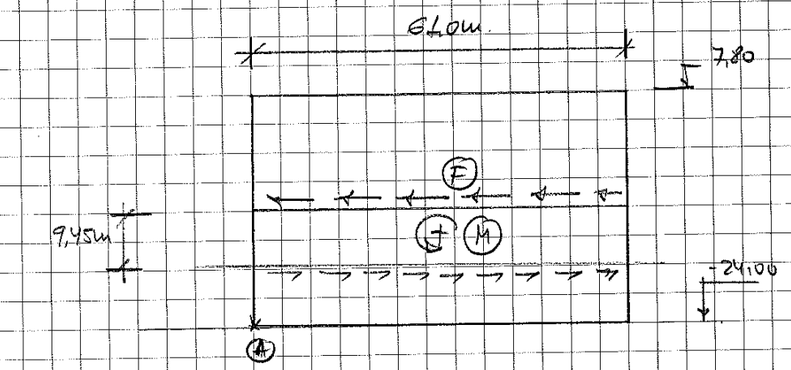
NOTE BOOK

SEGURIDAD al VUELCO:

$e = 9.45m$

$F = 22175\ KN$

$M = F \cdot e = 209553.75\ KN.m$



Fuerzas verticales:

Reacciones sobre las pantallas:

i) Axil máximo

ii) Axil mínimo

- Peso propio pantallas + muros: $h = 24 + 7.8 = 31.8m$

  $e = 1.00m$

  $V = 31.80\ m^3/m$

  $g_1 = V \cdot \gamma = 31.80\ m^3/m \cdot 25\ KN/m^3 = 795\ KN/m$

  en 61.0m → $g_1 = 795\ KN/m \cdot 61m = 48495\ KN$

- $R_{máx}$ ← Peso losa + tierras + cajón: $45000\ KN$

  a cada hastial llegan: $0.16 \times 45000 = 7200\ KN$

- $R_{mín}$ ← Peso losa + tierras + cajón: $37600\ KN$

  a cada hastial llegan: $0.16 \times 37600 = 6016\ KN$

NOTE BOOK

$A = 1{,}00 \times 61 = 61{,}0\ m^2$

$I = \frac{1}{12} 61^3 \times 1{,}00 = 18915{,}1\ m^4$

Medio central: $\frac{61}{6} = 10{,}17\ m$

- $M = 209553{,}75\ KN{\cdot}m$
  $N_{min} = 98495 + 6016\ KN = 54511\ KN$
  $e = 3{,}84\ m$
  ↑ Está dentro del medio central.

- $M = 209553{,}75\ KN{\cdot}m$
  $N_{máx} = 98495 + 7200 = 55695\ KN$
  $e = 3{,}76\ m$
  Lo que está dentro del medio central

→ Está totalmente comprimido

Distribución de tensiones "normales"

1) Axil mínimo

$$\sigma = \frac{54511\ KN}{61{,}0} \pm \frac{209553{,}75\ KN{\cdot}m}{18915{,}1\ m^4} \cdot 30{,}5\ m = 893{,}6 \mp 11{,}09$$

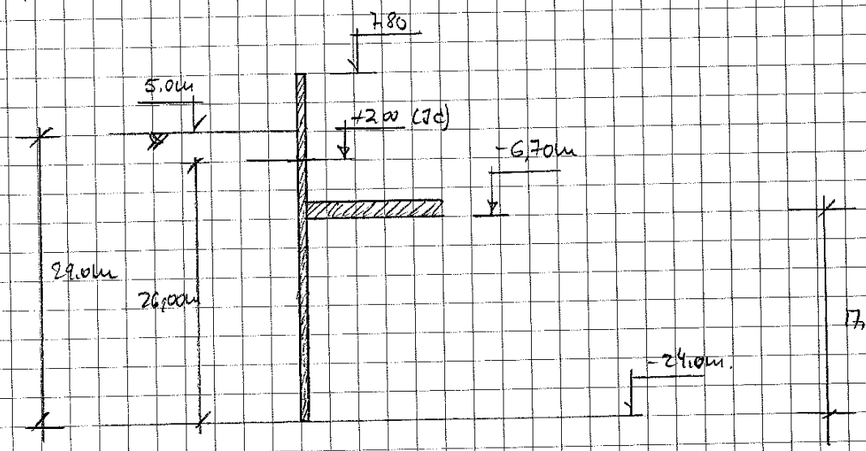
$\sigma_{máx} = 904{,}7\ KN/m^2$

$\sigma_{mín} = 882{,}54\ KN/m^2$

$e = 1{,}00\ m$ → $\sigma_{máx} = 905\ KN/m = 90{,}5\ T/m$; $\sigma_{mín} = 885\ KN/m = 88{,}5\ T/m$.

$\sigma_{adm} = 135\ T/m$ (ver páginas siguientes)

Capacidad portante vertical de las pantallas del recinto.



Por capas:

	f_s	R_p
+4 a -12	6 T/m²	
-12 a -17	2 T/m²	
-17 a -23	3 T/m²	
-23 a -29	4,8 T/m²	140 T/m²

$\gamma_{f_s} = 2{,}0$ $\gamma_p = 3$.

f_s: Resistencia por fuste

R_p: Resistencia por punta

Capacidad portante pantallas

Tras obtener los valores considerados desde la punta de construcción, hasta considerar los rellenos:

$$R_{f_T} = (+2 - (-12)) \cdot \frac{6}{2} + (-12 - (-17)) \cdot \frac{2}{2} + (-17 - (-24)) \cdot \frac{3}{2} =$$
$$= 42 + 5 + 10{,}5 = 57{,}5\ T/m$$

$$R_{f_I} = (-7 - (-12)) \cdot \frac{6}{2} + (-12 - (-17)) \cdot \frac{2}{2} + (-17 - (-24)) \cdot \frac{3}{2} =$$
$$= 15 + 5 + 10{,}5 = 30{,}5\ T/m$$

$$R_p = \frac{140\ T/m^2 \cdot 1\ m^2/m}{3} = 46{,}67\ T/m$$

En total: $57{,}5 + 30{,}5 + 46{,}67 = 134{,}67\ T/m$

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL RECINTO DE CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO PK: 707+657.44 a 707+761.45

PUNTALES DEFINITIVOS

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2251
Fecha 28/06/05
CAN TUNIS - D-CT-C-0910

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 21 de junio de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO.

PUNTALES DEFINITIVOS.
DESDE P.K: 707+657.44 HASTA P.K: 707+761.45

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

En el Recinto de construcción del Cajón Hincado existen dos zonas claramente diferenciadas: Zona de construcción del Cajón (más ancha y con mayor profundidad de excavación) y zona de Rampa (de 11.0m entre cara interiores de hastiales y con menores profundidades de excavación interior).

En el tramo en el que se construye el cajón se emplea una doble fila de puntales (definitivos y provisionales) con los que se materializa un empotramiento temporal en la fase en que se excava hasta la cota de máxima excavación. Este empotramiento temporal permite contener esfuerzos y reducir movimientos en pantallas.

El empotramiento a base de puntales implica compresiones en los puntales inferiores (provisionales) y tracciones en los puntales superiores (definitivos). Además, en otras fases del procedimiento constructivo y en servicio, los puntales definitivos superiores están comprimidos.

Se diseñan los puntales definitivos de este tramo de modo que sean capaces de transmitir las compresiones y las tracciones a las que se verán sometidos. Asimismo, se definen las uniones con la viga de coronación de los muros recrecidos necesaria para soportar dichas acciones.

2. ESTADO ACTUAL.

En la fecha de emisión de este Informe se han hormigonado la totalidad de los muros recrecidos y sus correspondientes vigas de coronación. En las vigas de coronación no se han dejado las esperas para el anclaje de los puntales, necesarias para soportar las tracciones.

3. SOLUCIÓN DESARROLLADA.

El trabajo de los puntales a compresión no requiere de ningún detalle específico. Únicamente en la zona en que los puntales están abanicados (Puntales Tipos 2 a 6. Ver Planos adjuntos) se deberá resistir la componente del empuje paralela a la viga de coronación del muro.

Para que los puntales trabajen a tracción es necesario que estén convenientemente conectados a las vigas de coronación de los muros. Dar capacidad a tracción a los puntales a base de taladros en la viga de coronación exige perforaciones largas y de diámetros potentes, lo que entorpece mucho la ejecución y condiciona los plazos.

Con la intención de evitar los anclajes, se ha optado por crear unos "sombreros" que son capaces de dar reacción en el trasdós de los muros (ver planos adjuntos al final de la Nota de Cálculo), de modo que las tracciones se soportan sin problemas. Una vez alcanzado el esquema estático definitivo no será necesario soportar tracciones, por lo que pueden retirarse los "sombreros" y dejar sólo los puntales.

En los puntales Tipo 2 a Tipo 6 se repicará ligeramente la superficie de la viga de coronación de los muros en las zonas donde sea necesario disponer de mortero de regularización, de este modo se mejorará la transmisión de cargas.

En el tramo de rampa, en el que no existen tracciones en los puntales bajo ninguna hipótesis de trabajo, no será necesario disponer dichos "sombreros".

Los puntales se materializan a base de dos perfiles HEB unidos entre sí y separados 3.0m entre ejes (en la zona de construcción del cajón son necesarios 2 HEB340, mientras que en la zona de rampa es suficiente con 2 HEB 320). Los puntales provisionales se dispondrán según la configuración habitual (separados 2.5m entre ejes).

En la zona de construcción del Cajón los puntales tienen longitudes de unos 18.0m, por lo que será necesario realizar conexiones. En estos empalmes se soldarán los perfiles a tope, con soldadura de penetración completa, y en secciones lo más alejadas posible del centro de luz del puntal.

A los puntales se les dota de las correspondientes placas de apoyo que permiten repartir las cargas. Con la intención de absorber las pequeñas irregularidades en los paramentos de las vigas de coronación se hacen los puntales ligeramente más cortos y la diferencia de longitud se cubre con un mortero sin retracción, que además suavizará el contacto placa de testa – hormigón.

4. NORMATIVA CONSIDERADA.

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de acero se han seguido las especificaciones del Eurocódigo 3 "Proyecto de Estructuras de Acero".

5. CRITERIOS DE CÁLCULO.

5.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de los puntales definitivos de este tramo de la traza han sido:

- Peso Propio.
- Reacción transmitida por las pantallas (tracciones y compresiones). Las acciones sobre los puntales se han obtenido del análisis de las pantallas y pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo correspondiente.

5.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

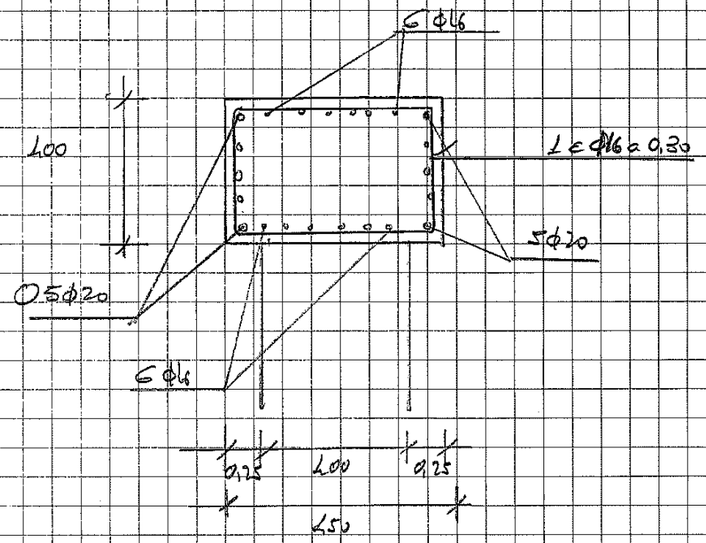
Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Acero estructural: S 275 J2 G3. Límite elástico: 275N/mm^2 Tensión de rotura: 430 N/mm^2. (γ_s=1.10)
- Tornillos ordinarios de acero de calidad 5.6 (T16 5.6) Límite elástico: 300N/mm^2.Tensión de rotura: 500 N/mm^2 (γ_s=1.15)
- Barras roscadas de acero B500S (γ_s=1.15)

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 21 de junio de 2005

VIGA DE CORONACIÓN DE LOS MUROS RECRECIDOS



Acciones: Permanentes: $q_k = 3,50$ kN/lm, $q_d = 1,50 \times 3,50 = 5,25$ kN/lm

Accidentales: $q_d = 6,50$ kN/lm

Dimensionamiento:

FLEXIÓN

Momento último en 5Φ20

$A = 15,71 cm^2$

$b = 1,00$ m

$h = 1,50$ m

$r = 0,07$ m

$M_u = 974$ kN.m ← Permanentes.

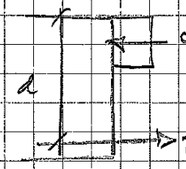
$x = 0,04 d$ ← Muy dúctil.

Momentos flectores en viga: $\ell_{n2} \cdot L$

Vano tipo: $M_{máx} = \frac{q_d \cdot L^2}{12} =$ { $M_{máx,d\ perm} = 43,75 \cdot L^2$; $M_{máx,d\ accidental} = 54,17 L^2$

Vano extremo: $M_{máx} = 0,105\, q_d \cdot L^2$ { $M_{máx,d\ perm} = 55,125 L^2$; $M_{máx,d\ accidental} = 68,25 L^2$

Momento último en situación accidental



$d = 0,785$ MN $d = 1,45$ m

$T = A_s \cdot f_{yd} = 15,71 \cdot 10^{-4} \cdot 500 = 0,7855$ MN.

$C = 0,85\ f_{cd} \cdot b \cdot y \rightarrow y = \frac{0,7855 MN}{0,85 \frac{25}{1,50} \cdot 1,00} = 0,0554$ ($x = 0,069$ m)

$z = d - y/2 = 1,45 - \frac{0,0554}{2} = 1,422$ m

$M_u = 0,7855$ MN $\cdot 1,422$ m $= 1,117$ MNm; $M_u = 1117$ kN.m

En emplazamiento, en situación persistente, $M_{máx,d\ perm} = 55,125 L^2$

en situación accidental, $M_{máx,d\ accidental} = 68,25 L^2$

$M_u = 974$ kN.m $\rightarrow L \leq 4,20$ m

$M_u = 1117$ kN.m $\rightarrow L \leq 4,04$ m

Según esfuerzos Dimensionar Montaje suponer 4,20 As.neg

Debe tenerse en cuenta que no se cumple la limitación de cuantía mínima por evitar fallo frágil tras la fisuración.

Se limita el momento adrnante a $\frac{Mu}{1,33}$ =

↳ Hormigón armado
P. Jiménez Montoya

· En situación persistente $Mu = \frac{974}{1,33} = 732,33$ kN.m

· En situación accidental $Mu = \frac{1117}{1,33} = 839,85$ kN.m

Limitación de luces en viga.

→ Situación persistente → $L \leq 3,65$m

→ Situación accidental → $L \leq 3,50$m

→ Separación entre puntales (máxima por flexión) = 3,50m.

CORTANTES

$A_c = 15,71\ dm^2$

$A_{\phi} = 2c\,\phi 16\,c\,0,30 = 13,41\ dm^2/m$

$b = 1,00$, $h = 1,50$, $r = 0,05$

$V_u = 957,93$ kN $\simeq 958$ kN

Cortantes en viga

· Vano tipo: $V_d = g_d \cdot [l/2 - 1,50] =$ { $V_{d,pers} = 262,5 \cdot L - 787,5$; $V_{d,accid} = 325 \cdot L - 975$

Tomando el cortante a 1 canto útil del eje del apoyo (ERE)

· Vano extremo $V_d = g_d\,[0,625\,l - 1,50] =$ { $V_{d,pers} = 328,125 \cdot L - 787,5$; $V_{d,accid} = 406,25\,L - 975$

Para tener $V_d \leq 958$ kN →

a) En situación persistente $L \leq 6,65$m

b) En situación accidental $L \leq 5,95$m

El limitante la cuantía máxima por flexión → $L_{max} = 3,50$m.

TRACCIONES

Separación entre puntales 3,50m → 10 ϕ25 / puntal

2,50m → 7 ϕ25 / puntal

Como máximo 8 anclajes por puntal (B500S) ϕ25

→ $A_{\phi} = 39,772\ cm^2$ → $T_d = A_s \cdot f_{yd} = 39,772 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{500}{1,15}$ (*)

$T_d = 1,309$ MN

(*) En temporal. Si tiene el acero en reserva a

$f_{yd} = \frac{500}{1,50 \cdot 1,15} = 290$ MPa ← (21)

En una situación temporal ← Coeficiente de seguridad total

$\gamma = 1,50 \cdot 1,50 = 2,25$ (21)

Elemento en tracción

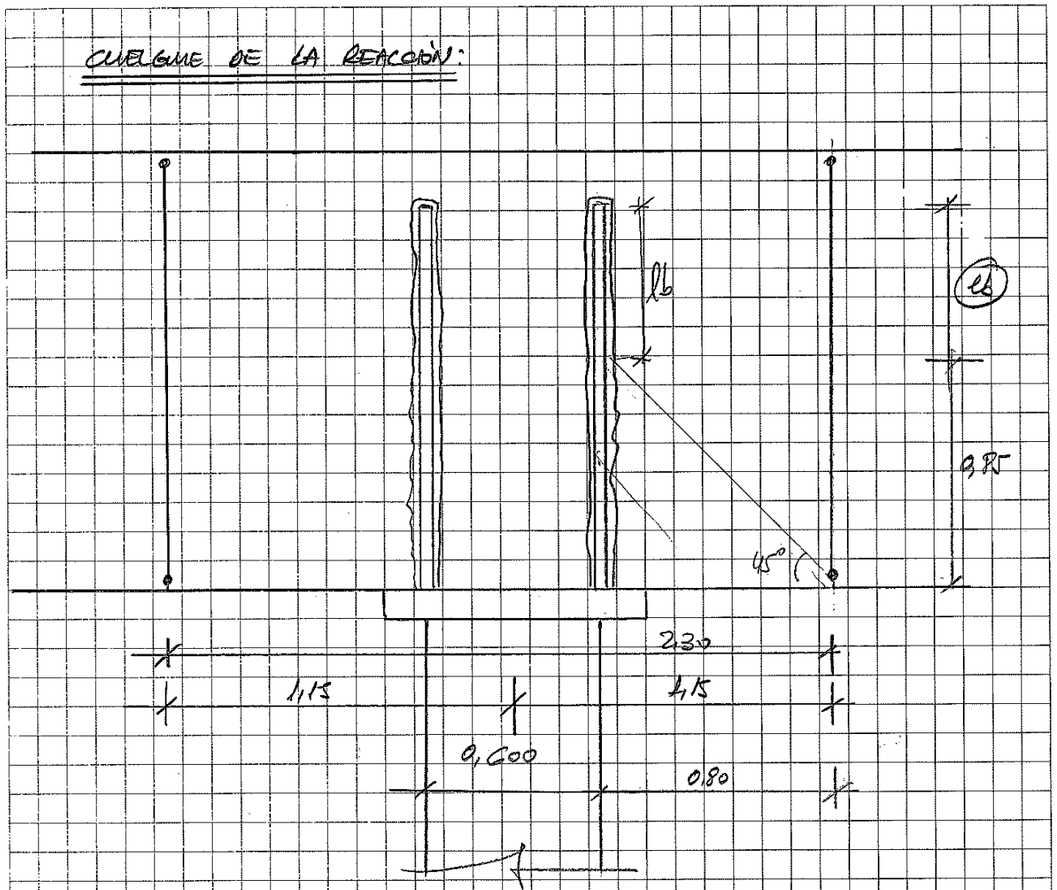
Tracción sobre los puntales; $n_{d,min} = -200$ kN/m

$n_{d,min} = 1,50 \cdot 300 = -450$ kN/m

— Separación máxima entre puntales: $S = \frac{1309\ kN}{450\ kN/m} = 2,91$m

→ Se limita la separación entre puntales a 3,00m

CUELGUE DE LA REACCIÓN:



Armadura transversal Lc ϕ16 a 0,20 $A_d = 13,407\ cm^2/m$

Axil de tracción en el puntal

$n_{k,min} = 265\ kN/m$

$n_{d,min} = 1,50 \cdot 265 = 397,5\ kN/m$

$s = 3,00\ m$

$N_d = 397,5\ kN/m \cdot 3,00\ m = \underline{\underline{1192,5\ kN}}$

Se puede apoyar en 2,30m si las barras tienen 1,40m
↕ las barras de anclaje

$A_d = 13,407\ cm^2/m$
$l = 2,30m$
} $A_{total} = 30,84\ cm^2$

Capacidad mecánica: $U = A_{total} \cdot f_y = 30,84 \cdot 10^{-4} \cdot 400\ MPa =$

$U = 1,2334\ MN = 1233,4\ kN$ → (OK)

Armadura necesaria por cortante (tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo en borde del apoyo)

$V_d = 400\ kN/m \cdot (0,675 \cdot 3,0 - \underbrace{1,40}_{d} - 0,80) = 79,75\ kN$

↑ Se considera el borde del apoyo en el borde del grupo de 4Ø25

$A_s = 15,71\ cm^2$
$b = 100cm,\ h = 150cm,\ r = 0,07$
} $A_d \geq 0,00\ cm^2$

↑ No hace falta armadura de cortante

Toda la armadura está disponible para el cuelgue de la reacción

Can Zumis -2- 9-junio-05

PUNTALES DEFINITIVOS RECINTO DE CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO

(Empeado) ↓ (Definitivo)

a) PUNTALES ARTICULADOS

Muudy — Muudy

- Luz: 350 kN/m — 300 kN/m — 650 kN/m
- Espaciamiento: 30m
- Carga por puntal: 1050 kN — 900 kN — 1950 kN → λ=140
- Valor de cálculo: 1575 kN — 1350 kN — 1950 kN

L_C = 1 Modulo → 2HEB 300 | Predimensionamiento.

L_C = 11 Módulos → 2HEB 240 |

(1)

RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PUNTALES DEFINITIVOS (LUZ 18.5m)

PUNTALES BIARTICULADOS

PREDIMENSIONA-MIENTO

PERFILES: 2HEB300

ACERO fy = 355 N/mm2

PROPIEDADES MECÁNICAS

Para un perfil:		Para 2 perfiles:	
h=	30 cm	h =	30 cm
b=	30 cm	b =	60 cm
A=	149 cm2	At =	298 cm2
Iy-y =	25170 cm4	Iy-y =	50340 cm4
Iz-z =	8560 cm4	Iz-z =	84170 cm4
Sy-y =	934 cm3		
		Wpl,y-y =	3736 cm3
		Wpl,z-z =	4470 cm3
		W el,y-y =	3356.000 cm3
		W el,z-z =	2805.667 cm3
		i y-y =	12.997 cm
		i z-z =	16.806 cm

ACCIONES:

Peso propio:	g1d =	3.158 kN/m
Axil:	Nd =	1950 kN
Momento:	Md =	135.11 kN·m
Coef. eq. mom.		1.30

ESQUEMA ESTÁTICO Y PANDEO

L =	18.50 m
Beta =	1.00
Lo =	18.50 m

ESBELTECES:		ESBELTECES ADIMENSIONALES:		Coeficiente de reducción:	
λ y-y =	142.339	λ y-y =	1.863	ϕ y =	2.518	χ y =	0.237
λ z-z =	110.078	λ z-z =	1.441	ϕ z =	1.749	χ z =	0.365
λ E =	76.409					χ min =	0.237

CURVA DE PANDEO : b Coeficiente de imp = 0.34

COMPROBACIÓN:

μ y =	-2.495	
Ky =	2.937	no > 1.500
K y =	1.500	
Valor de comparación =	1.022	

SIN PANDEO:

Tensión de trabajo aprox =	105.694 N/mm2
	32.75 % del límite elástico

↑ Con HEB 320 seguro que cumple!

(2)

Tramo $L = 18,0 m$

ACCIONES: * Peso propio g_1

* Axil transmitido por las pantallas

A VERIFICAR: * Flexión + cortante

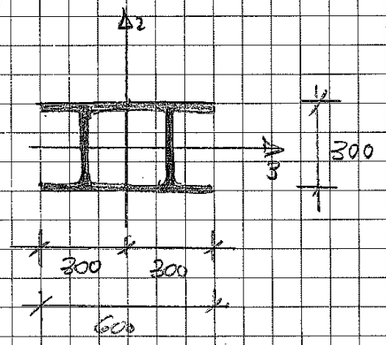
* Pandeo

* Pandeo lateral del cordón comprimido

1º Tanteo:

$N_d = 1950$ KN

2 HEB 300



$A_{total} = 2 * 149 = 298 cm^2$

$I_{33} = 2 * 25170 = 50340 cm^4$

$I_{zz} = 2 * 8560 + 2 * [149 * (\frac{30}{2})^2] = 84170 cm^4$

$W_{pl,33} = 2 * 2 S_{33} = 4 * 984 = 3736 cm^3$

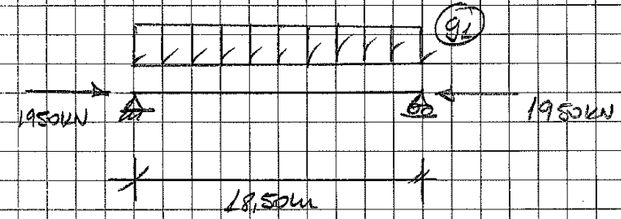
$W_{pl,zz} = 2 * [149 * 15] = 4470 cm^3$

$W_{el,y} = 2 * 1680 = 3360 cm^3$

NOTE BOOK

Esquema estático:

A considerar:



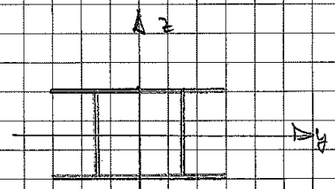
Acciones:

* Peso propio $A = 298 cm^2$

$g_1 = A \cdot \gamma = 298 cm^2 \cdot 10^{-4} m^2/cm^2 \cdot 78,5 kN/m^3 = 2,339 kN/m$

* Axil de compresión: $N_d = 1950$ KN

Propiedades mecánicas:



$l = 18,50 m$

$l_0 = \beta l = 1,0 \cdot 18,50 = 18,50 m$ ← luz a pandeo

$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{50340 / 298} = 12,997 \approx 13,0 cm$

$i_z = \sqrt{I_z / A} = \sqrt{84170 / 298} = 16,81 cm$

Esbelteces mecánicas:

$\lambda_y = l_y / i_y = \frac{1850}{13,0} = 142,3$ (alta)

$\lambda_z = l_z / i_z = \frac{1850}{16,81} = 110,05$ (alta)

NOTE BOOK

COMPROBACIONES

a) Clasificación de la sección Acero S355 N/mm²

a1) Alas en voladizo comprimidas

$\varepsilon = 0,81$

☒ clase 1 si $c/t_f \leq 10\varepsilon = 10 \cdot 0,81 = 8,10$

$c/t_f = \frac{150}{19} = 7,89 < 8,10 \Rightarrow$ ☒ CLASE 1

a2) Elementos internos en alma

☒ clase 1 si $b/t_f \leq 33\varepsilon = 33 \cdot 0,81 = 26,73$

$b/t_f = \frac{300}{19} = 15,79 < 26,73 \Rightarrow$ ☒ CLASE 1

a3) Alma sometida a flexión compuesta

☒ clase 1 si $d/t_w \leq 72\varepsilon = 72 \cdot 0,81 = 58,32$

$d/t_w = \frac{208}{11} = 18,91 < 58,32 \Rightarrow$ ☒ CLASE 1

TODA LA SECCIÓN ☒ EFICAZ

b) Pandeo:

$\lambda_E = \pi \cdot \sqrt{E/f_y} = \pi \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2}{355 \text{ N/mm}^2}} = 76,41$

☒ Esbeltez de Euler

Esbelteces adimensionales:

- $\lambda_{yy} = 142,3$ — curva de pandeo: (b)

$\bar{\lambda}_{yy} = \frac{\lambda_{yy}}{\lambda_E} = \frac{142,3}{76,41} = 1,862$

Coeficiente de imperfección: $\alpha = 0,34$

$\phi_y = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$

$= 0,5 [1 + 0,34 (1,862 - 0,2) + 1,862^2] = 2,516$

$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} = \frac{1}{2,516 + [2,516^2 - 1,862^2]^{1/2}} = 0,2377$

Coeficiente de reducción $\boxed{\chi_y = 0,2377}$

- $\lambda_{zz} = 110,05$ — curva de pandeo: (b)

$\bar{\lambda}_{zz} = \frac{\lambda_{zz}}{\lambda_E} = \frac{110,05}{76,41} = 1,4403$

Coeficiente de imperfección: $\alpha = 0,34$

$\phi_z = 0,5 [1 + 0,34 (1,4403 - 0,2) + 1,4403^2] = 1,7480$

$\chi_z = \frac{1}{1,748 + [1,748^2 - 1,4403^2]^{1/2}} = 0,3652$

Coeficiente de reducción: $\boxed{\chi_z = 0,3652}$

$\boxed{\chi_{min} = 0,2377}$

c) Pandeo lateral.

Sección cerrada — No hay posibilidad de pandeo lateral

d) VERIFICACIONES

Elemento comprimido y flectado Clase 1

$g_{kd} = 4,35 \times 2,339 \text{ kN/m} = 3,16 \text{ kN/m}$

$M_{d,d} = \frac{g_{kd} \cdot l^2}{8} = \frac{3,16 \text{ kN/m} \cdot 19,5^2}{8} = 185,19 \text{ kN.m} = M_{y,Sd}$

$N_{Sd} = 1950 \text{ kN}$

Comprobación (EC-3)

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{ply} f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{plz} f_y/\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (M_{z,Sd}=0)$$

$B_{My} = 1,30$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2B_{My} - 4) + \left[\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}\right] \quad (\neq 0,90)$$

$$\mu_y = 1,862 (2 \cdot 1,3 - 4) + \left[\frac{3736 - 3360}{3360}\right] = -2,495$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y A \cdot f_y} = 1 - \frac{-2,495 \cdot 1950 \cdot 10^3}{0,7377 \cdot 29800 \cdot 355} = 2,9347$$

$k_y = 1,50$ (limitación $k_y \leq 1,50$)

Si lo obtenido $k_y > 1,50 \rightarrow$ los AXILES AMPLIFICAN MUCHO EL MOMENTO

Sustituyendo valores:

$$\frac{1950 \cdot 10^3}{0,7377 \cdot 29800 \cdot 355/1,10} + \frac{1,50 \cdot 185,19 \cdot 10^6}{3736 \cdot 10^3 \cdot 355/1,10} = 0,958 + 0,1682$$

$= 1,02 \leftarrow$ (>1,0 → Si tomar 2 HEB 320 S355 J3 G2)

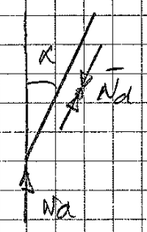
7

PUNTALES ARRIOSTRADOS

$L_{max} = 18,90 \text{ m}$

$n_{d,max} = 650 \text{ kN/m}$ | $N_d = 1950 \text{ kN/puntal}$.

$S = 3,0 \text{ m}$



$\alpha = 17,70°$

$$\bar{N}_d = \frac{N_d}{\cos\alpha} = \frac{1950 \text{ kN/puntal}}{\cos 17,7} = 2047 \text{ kN}.$$

CONTROL (HOJA EXCEL)

Ver página siguiente se controla el HEB 320.

RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PUNTALES DEFINITIVOS (LUZ 18.5m)
PUNTALES ABANICADOS EN LA PROXIMIDAD DE LAS VÍAS.
PUNTALES BIARTICULADOS

PERFILES: 2HEB320

ACERO fy = 355 N/mm2

PROPIEDADES MECÁNICAS

Para un perfil:		Para 2 perfiles:	
h=	32 cm	h =	32 cm
b=	30 cm	b =	60 cm
A=	161 cm2	At =	322 cm2
Iy-y =	30820 cm4	Iy-y =	61640 cm4
Iz-z =	9240 cm4	Iz-z =	90930 cm4
Sy-y =	1070 cm3		
		Wpl,y-y =	4280 cm3
		Wpl,z-z =	4830 cm3
		W el,y-y =	3852.500 cm3
		W el,z-z =	3031.000 cm3
		i y-y =	13.836 cm
		i z-z =	16.805 cm

ESQUEMA ESTÁTICO Y PANDEO

L = 18.90 m
Beta = 1.00
Lo = 18.90 m

ESBELTECES:		ESBELTECES ADIMENSIONALES:			Coeficiente de reducción:		
λ y-y =	136.602	λ y-y =	1.788	ϕ y =	2.368	χ y =	0.255
λ z-z =	112.470	λ z-z =	1.472	ϕ z =	1.800	χ z =	0.353
λ E =	76.409					χ min =	0.255

CURVA DE PANDEO : b Coeficiente de imp = 0.34

ACCIONES:

Peso propio:	g1d =	3.412 kN/m
Axil:	Nd =	2050 kN
Momento:	Md =	152.37 kN·m
Coef. eq. mom.		1.30

COMPROBACIÓN:

μ y =	-2.392	
Ky =	2.682	no > 1.500
K y =	1.500	
Valor de comparación =	0.939	

SIN PANDEO:

Tensión de trabajo aprox = 103.215 N/mm2
31.98 % del límite elástico

RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PUNTALES DEFINITIVOS (LUZ 18.5m)
PUNTALES BIARTICULADOS

PERFILES: 2HEB320

ACERO fy = 355 N/mm2

PROPIEDADES MECÁNICAS

Para un perfil:		Para 2 perfiles:	
h=	32 cm	h =	32 cm
b=	30 cm	b =	60 cm
A=	161 cm2	At =	322 cm2
Iy-y =	30820 cm4	Iy-y =	61640 cm4
Iz-z =	9240 cm4	Iz-z =	90930 cm4
Sy-y =	1070 cm3		
		Wpl,y-y =	4280 cm3
		Wpl,z-z =	4830 cm3
		W el,y-y =	3852.500 cm3
		W el,z-z =	3031.000 cm3
		i y-y =	13.836 cm
		i z-z =	16.805 cm

ESQUEMA ESTÁTICO Y PANDEO

L = 18.50 m
Beta = 1.00
Lo = 18.50 m

ESBELTECES:		ESBELTECES ADIMENSIONALES:			Coeficiente de reducción:		
λ y-y =	133.711	λ y-y =	1.750	ϕ y =	2.295	χ y =	0.265
λ z-z =	110.090	λ z-z =	1.441	ϕ z =	1.749	χ z =	0.365
λ E =	76.409					χ min =	0.265

CURVA DE PANDEO : b Coeficiente de imp = 0.34

ACCIONES:

Peso propio:	g1d =	3.412 kN/m
Axil:	Nd =	1950 kN
Momento:	Md =	145.99 kN·m
Coef. eq. mom.		1.30

COMPROBACIÓN:

μ y =	-2.339	
Ky =	2.508	no > 1.500
K y =	1.500	
Valor de comparación =	0.868	

SIN PANDEO:

Tensión de trabajo aprox = 98.453 N/mm2
30.51 % del límite elástico

FLECHAS:

Acciones: Solo peso propio (sin tener en cuenta amplificación por efectos de 2º orden)

$q_{2,k} = 2,329$ kN/cm

flecha máx = $\delta_{\frac{L}{2}} = \dfrac{5\, q_k\, l^4}{384 \cdot E I}$

$I = 50340\ cm^4 = 50340\ 10^4\ mm^4$

$E = 21 \cdot 10^5\ N/mm^2$

$l = 18500$ mm

$\delta_{\frac{L}{2}} = \dfrac{5 \cdot 23,29\ N/mm \cdot 18500^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5\ N/mm^2 \cdot 50340 \cdot 10^4\ mm^4} = 33,75$ mm.

$\delta_{\frac{L}{2}} = 33,75$ mm $= \dfrac{L}{548,2} \simeq \dfrac{L}{550}$ ← OK!

CONEXIÓN ENTRE PERFILES

(Perfiles compuestos EC-3) (5.9.2)

$$M_{sd} = N_{sd} \cdot e_o \cdot \frac{1}{\left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}} - \frac{N_{sd}}{SV}\right)}$$

$N_{sd} = 1950$ kN ; $e_o = \frac{l}{500} = \frac{18500}{500} = 37$

$N_{cr} = \dfrac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{eff}}{l^2} = \dfrac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 67050 \cdot 10^4}{18500^2} = 4060452$ N. = 4060 kN

$I_{eff} = 0,5 \cdot h_0^2 \cdot A = 0,5 \cdot 300^2 \cdot 14900 = 67050\ cm^4$

$SV = \dfrac{2\pi^2 \cdot E \cdot I_{eff}}{a^2} = \dfrac{2 \cdot \pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 67050 \cdot 10^4}{1000^2} = 2,8 \cdot 10^9$ N.

Por 1,0 m → a = 1000 m

con lo cual $M_s = 1950 \cdot 10^3\ N \cdot 37\ mm \cdot \dfrac{1}{\left(1 - \frac{1950 \cdot 10^3}{4060 \cdot 10^3} - \frac{1950 \cdot 10^3}{2,8 \cdot 10^9}\right)}$

$M_s = 1950 \cdot 10^3\ N \cdot 37\ mm \cdot \dfrac{1}{0,5190} = 139017341\ N \cdot mm$

$= 139,02$ kN.m

$\rightarrow q_s = \dfrac{\pi \cdot M_s}{l} = \dfrac{\pi \cdot 139,02\ kN.m}{18,5\ m} = 23,61$ kN/m

Dimensionamiento soldadura

$\sigma_{\perp} = \dfrac{23,61\ kN/m}{a} = \dfrac{23,61\ N/mm}{a}$

Tensión de comparación: $\sigma_G = \sqrt{18 \cdot \sigma_{\perp}^2} = 4,2426 \cdot \sigma_{\perp} = \dfrac{31,676}{a}$

$a = \dfrac{31,676}{\sigma_G} = \dfrac{31,676\ N/mm}{255/410\ N/mm^2} = 0,09$ mm

Si disponemos garganta de soldadura de 6,0 mm

→ cubrejuntas: e = 8,0 mm ?

CORTANTE

$q_k = 2{,}339$ kN/m ; $q_d = 1{,}35 \cdot 2{,}339$ kN/m $= 3{,}16$ kN/m

$V_d = \frac{q_d \ell}{2} = \frac{3{,}16 \text{ kN/m} \cdot 18{,}50 \text{ m}}{2} = 29{,}22$ kN

Teniendo en cuenta pranillas + placas, etc — $V_d = 1{,}10 \cdot 29{,}22 = 32{,}15$ kN.

Agotamiento de los $\phi 25$

a) Cortante:

$A_6 = 4{,}909\ cm^2$

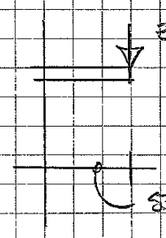
$A_y = \frac{2}{3} A_6 = \frac{2}{3} 4{,}909 = 3{,}27\ cm^2$

$V_{adt} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_y = \frac{500}{1{,}15\sqrt{3}} \cdot 3{,}27 = 82{,}08$ kN/barra (OK)

$V_d < 0{,}50\, V_u = 41{,}04$ kN

No hay reducción de la capacidad a flexión.

b) Flexión:

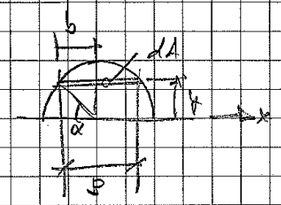


$50 + 30 + 20 = 100 mm = 0{,}10 m$

$M_d = 32{,}15 \text{ kN} \cdot 0{,}10 m = 3{,}215$ kN·m

Momento último de 1 $\phi 25$ $\quad M_u = W_{pl} \cdot f_y$

$W_{pl\,y} = 2 \cdot S_x \qquad S_x = \int_0^R \int_{-b}^{b} y \cdot dA$



$b = R \cdot \cos\alpha \qquad y = R \cdot \operatorname{sen}\alpha$

$B = 2R \cdot \cos\alpha$

NOTE BOOK

Ecuación circunferencia $\quad x^2 + y^2 = R^2 \qquad R = 12{,}5$ mm

$x = \sqrt{R^2 - y^2}$

$B(y) = 2x = 2\sqrt{R^2 - y^2}$

$dA = B(y) \cdot dy = 2\sqrt{R^2 - y^2} \cdot dy$

$S_x = \int_0^R y \cdot dA = \int_0^R 2y \cdot \sqrt{R^2 - y^2}\, dy$

Cambio de variable

$z = R^2 - y^2 \longrightarrow \begin{cases} y = 0 \rightarrow z = R^2 \\ y = R \rightarrow z = 0 \end{cases}$

$dz = -2y\, dy \rightarrow 2y\, dy = -dz$

Sustituyendo

$S_x = \int_{R^2}^{0} -\sqrt{z}\, dz = -\int_{R^2}^{0} +z^{1/2}\, dz = -\left[\frac{2}{3} z^{3/2} \right]_{R^2}^{0}$

$= +\frac{2}{3}\left(R^2\right)^{3/2} = \frac{2}{3} R^3$

con lo cual $\quad S_x = \frac{2}{3} 12{,}5^3 = 1302{,}1\ mm^3$

$W_{pl\,x} = 2 \cdot S_x = 2 \cdot 1302{,}10 = 2604{,}2\ mm^3$

$M_{ult} = W_{pl\,x} \cdot \frac{f_y}{\gamma} = 2604{,}2\ mm^3 \cdot \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1{,}15} = 1{,}13 \cdot 10^6$ N·mm

$M_{ult} = 1{,}132$ kN·m (cada $\phi 25$)

$M_{d\,total} = 3{,}215$ kN·m $<$ a cubrir en cabeza con 8 $\phi 25$. (OK!)

$M_{u\,total} = 9{,}056$ kN·m

Durante el procedimiento constructivo puede apoyarse en las $\phi 25$

NOTE BOOK

CIZALLADURA BARRAS.

En 1 ø36 ϕ25 $A = 490,9\ mm^2$

$V_d = 29,25\ kN$

$$\tau = \frac{1,30 \cdot V_d}{A} = \frac{1,30 \cdot 29,25 \cdot 10^3\ N}{490,9\ mm^2} = 82,17\ N/mm^2$$

$$\left(\tau_u = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{500}{1,15 \cdot \sqrt{3}} = 251\ N/mm^2\right)$$

Carga última barra: $B_u = A \cdot K_2 \cdot \nabla_f$

$\nabla_f = 500\ N/mm^2 \cdot 0,80 = 400\ N/mm^2$

$A = 490,9\ mm^2$

$K_2 = 0,70$

$B_u = 0,70 \cdot 490,9\ mm^2 \cdot 400 N/mm^2 = 137.452\ N$

$= 137,45\ kN$ → (OK!)

Muy sobrado.

TRAMO ESTRECHO

Acciones:

Mismas acciones pero no hay tracciones.

Ahora basta con que los anclajes soporten el pico propio de los puntales.

Cortante en el apoyo.

$$V_d = \frac{R_d \cdot \ell}{2} = \frac{3,16\ kN/m \cdot 4,10\ m}{2} = 17,37\ kN/puntal$$

$R_d = 17,37\ kN/puntal$ $M_{dcm\ barra} = 1,75\ kN\,m$

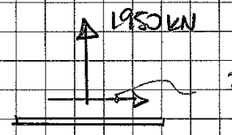
Se cumple con 2ϕ25 $M_{ult} = 3,294\ kN\,m$

$V_{ult} = 164,16\ kN$

(OK) → Se disponen 4 anclajes por placa

→ Puntales inclinados: — PLACAS DE ESQUINA

N_d = 2047 kN



VERIFICACIÓN:

1) Tracciones: Idem al resto (tracción directa)

2) Cizalladura

Componiendo peso propio y componente horizontal del axil del puntal:

g_L = 29,23 kN
F_H = 622,4 kN.

$R = \sqrt{g_L^2 + F_H^2}$ = 623,09 kN.

Hay 8 barras → En cada barra: R_d = 77,89 kN.

Resistencia a cortante 137,5 kN/barra ← (OK!)

NOTE BOOK

Se cambia a acero S275JOG3 por disponibilidad de mercado.

g) TRAMO ANCHO: Zona de construcción del cajón → 2HEB340

Se comprueba el caso pésimo que corresponde al puntal más abarcado:

ℓ = 18.785 cm → Se toma ℓ = 19.00 m

$R_{puntal} = \frac{1950\ kN/puntal}{\cos 17,7} = 2047\ kN \simeq 2050\ kN.$

VERIFICACIONES: Ver hoja EXCEL ADJUNTA

NOTE BOOK

RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PUNTALES DEFINITIVOS (LUZ 18.5m)
CAMBIANDO EL TIPO DE ACERO
PUNTALES BIARTICULADOS

PERFILES: 2HEB340

ACERO fy = 275 N/mm2 ← S275J2G3

PROPIEDADES MECÁNICAS

Para un perfil:		Para 2 perfiles:	
h=	34 cm	h =	34 cm
b=	30 cm	b =	60 cm
A=	171 cm2	At =	342 cm2
Iy-y =	36660 cm4	Iy-y =	73320 cm4
Iz-z =	9690 cm4	Iz-z =	96330 cm4
Sy-y =	1200 cm3		
		Wpl,y-y =	4800 cm3
		Wpl,z-z =	5130 cm3
		W el,y-y =	4312.941 cm3
		W el,z-z =	3211.000 cm3
		i y-y =	14.642 cm
		i z-z =	16.783 cm

ESQUEMA ESTÁTICO Y PANDEO

L = 19.00 m
Beta = 1.00
Lo = 19.00 m

ESBELTECES:		ESBELTECES ADIMENSIONALES:			Coeficiente de reducción:		
λ y-y =	129.764	λ y-y =	1.495	ϕ y =	1.837	χ y =	0.344
λ z-z =	113.210	λ z-z =	1.304	ϕ z =	1.538	χ z =	0.425
λ E =	86.815					χ min =	0.344

ACCIONES:

Peso propio:	g1d =	3.624 kN/m
Axil:	Nd =	2050 kN
Momento:	Md =	163.55 kN·m
Coef. eq. mom.		1.30

CURVA DE PANDEO : b Coeficiente de imp = 0.34

COMPROBACIÓN:

μ y =	-1.980	
Ky =	2.254	no > 1.500
K y =	1.500	
Valor de comparación =	0.901	

SIN PANDEO:

Tensión de trabajo aprox = 97.862 N/mm2
39.14 % del límite elástico

Pequeño margen adicional.

PLAGAS DE TESTA

Ojo. En este caso de cuantiales biempotrado

$M_{emp} = \frac{g_{1d} \cdot p^2}{12} = \frac{3.16\ kN/m \cdot 12.5^2}{12} = 90.25\ kNm$

$N_d = 1950\ kN$ (P = 4,62 cm) ← ¿ dispone el momento para el pilar empotrado ?

el pilar empotrado es la plaga de testa

Tensión sobre la placa + CONFORME

$N_{cd} = 1950\ kN$ → $\overline{\sigma_d} = 3.8\ MPa$ ← OK!

$A = 0.513\ m^2$

Si consideramos $\overline{\sigma_d} = 5.0\ MPa$

$t = 150mm = 015m$

$a_{md} = 5.0 N/mm^2 \cdot \frac{(150mm)^2}{2} = 56.250\ mm \cdot N/mm\ (= 56.25\ kN \cdot m/m)$

Sección



$W_{pl} = 2 S_y = 2 \cdot 200\ cm^3 = 400\ cm^3$

$S_y = A \cdot d = 20mm \cdot 1000mm \cdot 10mm = 200\,000\ mm^3 = 200\ cm^3$.

Momento último: $M_u = W_{pl} \cdot f_y = 400\ 10^3\ mm^3 \cdot \frac{275\ N/mm^2}{1.10}$

$M_u = 100,00\ 10^6\ N \cdot mm / 1000\ mm = 100,00\ kN \cdot m/m$ ← (SA = 1.38 ok!)

NOTE BOOK

Tracciones: $T_d = A_s \cdot f_{yd} = 4.909 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{500}{1.15} = 0,2184$ MN

$\Sigma T_d = 3 \cdot 0,2184 = 0,6403$ MN

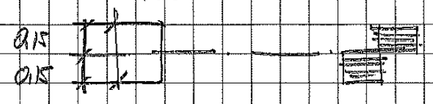
$e = 75mm = 0,075m$

$M = 0,6403\ MN \cdot 0,075m = 0,048\ MN.m = \underline{48,02\ KN.m}$

$\text{Anchura} = 0,9m \rightarrow m = \frac{48,02\ KN.m}{0,9m} = 53,36\ KN/m$

Son unas equivalentes las compresiones:

Con placa de $e = 30mm$.



$S_y = A \cdot d = 15 \cdot 1000 \cdot 7,5 = 112500\ mm^3$

$S_y = 112,5\ cm^3$

$W_{pl,y} = 2 \cdot S_y = 2 \cdot 112,5 = 225\ cm^3$

Momento último $M_u = W_{pl} \cdot f_y = 225 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,10} = 56,25 \cdot 10^6$ N.mm/1,0m

$M_u = 56,25\ KN.m/1,0m$ ← algo cumpliendo

└ Chapa de 30mm ($C_{55A} = 1,00$)

Comportamiento: $T/t = 150/30 = 5$ ← Rígida

Obs: Atracción $N_d = -1200$ KN

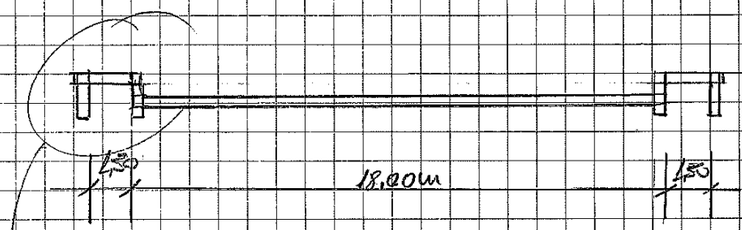
Repartiendo en $0,60 \times 0,30 = 0,18\ m^2$

$\sigma = \frac{1200\ kN}{0,18\ m^2} = 6,7$ MPa

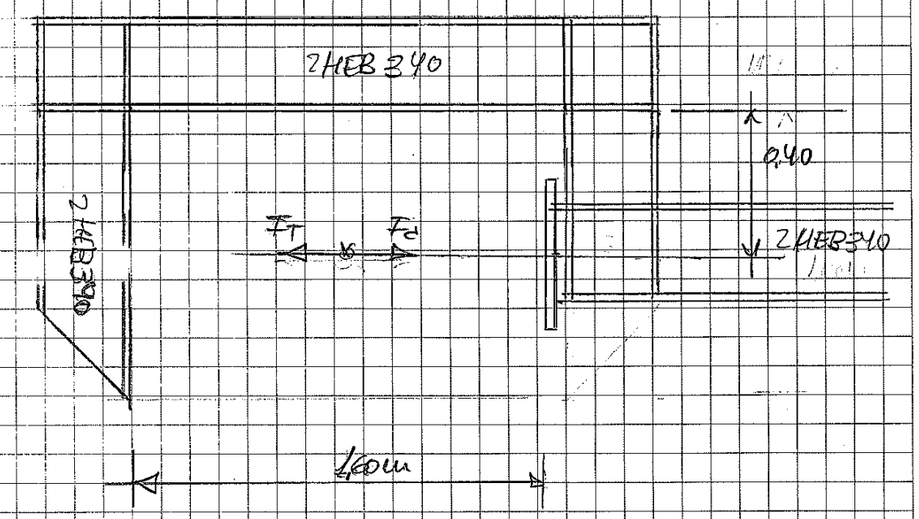
Está muy por debajo de $0,20 f_y$ ← No hay problemas de exfoliación laminar

RECINTO CAJÓN HINCADO

Puntales:



Detalle:



Compresión máxima puntal $N_d = 1950\,KN$

Tracción máxima puntal $N_d = -1350\,KN$

1er Tanko 2HEB340

ACCIONES: * Peso propio

* Axil transmitido por las pantallas

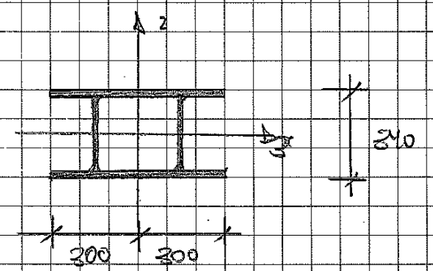
A VERIFICAR: * Flexión + Cortante

* Pandeo

* Pandeo lateral del cordón comprimido.

1er Tanko

2HEB 300



$A_{total} = 2 \times 171 = 342\ cm^2$

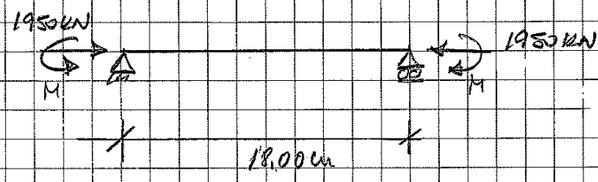
$I_{yy} = 2 \times 36660 = 73320\ cm^4$

$I_{zz} = 2 \times 9690 + 2 \times 15^2 \times 171 = 96330\ cm^4$

$W_{pl,zz} = 2 \cdot 2 \cdot S_{zz} = 4 \times 1200\ cm^3 = 4800\ cm^3$

Esquema estático:

Se considera:

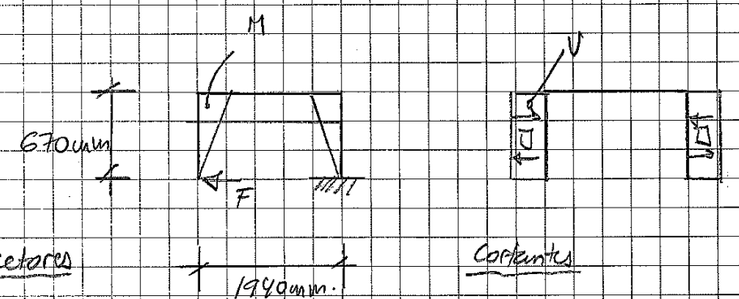


Dimensionamiento a compresión — Idem ANTERIOR

DIMENSIONAMIENTO A TRACCIÓN.

$T_d = 1350\ KN$.

Momento transmitido por el "capuchón"



Se dimensiona con $e = 0{,}65$ (del lado seguro) ← Margen por error posicionamiento etc.

↑ Como máximo.

$F_d = 1350\ KN$

$e = 0{,}65 m$

$M_d = F_d \times e = 877{,}5\ KN \cdot m$

Dintel: $N_d = 1350$ kN (←□→)

$M_d = 101{,}25$ kN·m

Verificación (EC-3)

Flexotracción:

a) CLASIFICACIÓN SECCIÓN:

$$\sigma_{mín} = \frac{N_d}{A} \pm \frac{M_d}{I} y = -\frac{1350 \cdot 10^3 N}{2 * 17{,}1 cm^2} \pm \frac{10125 \cdot 10^6 N \cdot mm}{2 * 36660 \cdot 10^4 mm^4} 170 mm$$

$$= -39{,}47 \pm 234{,}75 \begin{cases} -274{,}2 \ N/mm^2 \\ 195{,}3 \ N/mm^2 \leftarrow \text{7 elementos comprimidos} \end{cases}$$

↑

En EM $f_{y,d} = \frac{355}{1{,}10} = 322{,}73$ (OK!)

(CSA = 4,18) (OK!)

a1) Alas en voladizo

$c/t_f = \frac{150}{21{,}5} = 6{,}98 \leq 10\varepsilon = 9{,}2 \leftarrow$ Clase 1

a2) Alma

$d/t_w = \frac{243}{12} = 20{,}25 \leq 72\varepsilon = 66{,}24 \leftarrow$ Clase 1

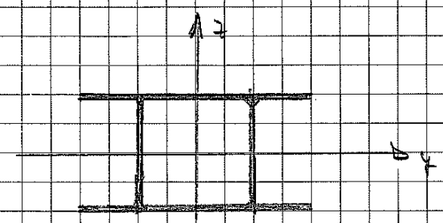
a3) Elementos internos alas.

$(b - 3t_f)/t_f = (300 - 3*21{,}5)/21{,}5 = 10{,}95 \leq 33\varepsilon = 30{,}36 \leftarrow$ Clase 1

TODA LA SECCIÓN ES EFICAZ

NOTE BOOK

Propiedades mecánicas:



$A = 2 * 171 = 342 cm^2$

$I_y = 2 * 36660 cm^4 = 73320 cm^4$

$I_z = 2 * 9690 + 2 * 171 * (15)^2 = 76350 cm^4$

$W_{pl,y} = 2 * 2 \cdot S_y = 2 * 2 * 1200 cm^3 = 4800 cm^3$

$W_{pl,z} = 2 * 171 * 15 = 5130 cm^3$

$W_{el,y} = 2 * 2160 = 4320 cm^3$

$i_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{73320/342} = 14{,}64 cm$

$i_z = \sqrt{I_z/A} = \sqrt{76350/342} = 16{,}78 cm$

El beltz almas: (abolladura almas)

$d/t_w = 20{,}25 \leq 69\varepsilon = 69 \cdot 0{,}92 = 63{,}48 \leftarrow$ (OK!)

↑ Ver página anteriores

↑ No es necesario comprobar la resistencia a la abolladura.

NOTE BOOK

Cortante:

$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}}$

1 sólo HEB 340

$A_v = A - 2b\,t_f + (t_w + 2r)\,t_f = 171 - 2 \cdot 30 \cdot 2{,}15 + (1{,}20 + 2 \cdot 2{,}7)\,2{,}15$

$= 56{,}19\ cm^2 = 5619\ mm^2$

Con lo cual $V_{pl,Rd} = 5619\ mm^2 \cdot \frac{275\ N/mm^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{1{,}10} = 811{,}03\ KN$

Tomando los dos perfiles: $V_{pl,Rd} = 1622{,}1\ KN$

$V_d = 1350\ KN$.

Resulta que $V_d / V_{pl,Rd} = \frac{1350\ KN}{1622{,}1\ KN} = 0{,}8323\ (> 0{,}50)$

Hay reducción de la capacidad a flexión por efecto del cortante.

$\rho = \left(\frac{2V_{sd}}{V_{pl,Rd}} - 1\right)^2 = \left(\frac{2 \cdot 1350}{1622{,}10} - 1\right)^2 = 0{,}4416$

$M_{v,Rd} = \left(W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w}\right) \frac{f_y}{\gamma_{M0}} =$

$= \left(4800{,}10^3 - \frac{0{,}4416 \cdot (5619\ mm^2)^2}{4 \cdot 12}\right) \frac{275}{1{,}1} =$

$= (4800{,}10^3 - 2900473) \frac{275}{1{,}1} = 4509526 \cdot \frac{275}{1{,}10} = 1127{,}4\ KN.m$

Reducción: (6,05 %) Muy baja, pero se tiene en cuenta.

$\boxed{M_{v,Rd} = 1125\ KN.m}$

Elementos en Flexión Compuesta

$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1{,}0$ (0)

$N_{sd} = 1350\ KN$

$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5412{,}0^2 \cdot 275}{1{,}10} = 8550{,}0\ KN$

$M_{y,sd} = 875\ KN.m$

$M_{ply,Rd} = 1125\ KN.m$ ← Teniendo en cuenta la reducción por efecto del cortante (*)

Sustituyendo valores:

$\frac{1350}{8550} + \frac{875}{1125} + \frac{0}{-} = 0{,}1579 + 0{,}780 = 0{,}9379 \leq 1{,}00$ (0K!)

(*) Como la diferencia es pequeña se aplica del lado seguro. Se está aplicando en el elemento más desfavorable, que, en realidad, no tiene cortantes.

Obs: En el tramo de puntal entre capiteles la comprobación es la misma (mismo axil y en principio no hay momento)

→ Se ve que cumple!

UNIÓN ATORNILLADA: Unión capuchón - perfil

Acciones: * Peso propio puntal

* Axil tracción → Nd

Md (*)

(*) A la altura de la unión el axil actúa con excentricidad.

a) Peso propio puntal:

$l = 18.00 m$

$A = 2 \times 171 = 342 cm^2$

$g_L = A \cdot \gamma = 342 \cdot 10^{-4} \cdot 78.50 KN/m^3 = 2.6847 KN/m$

$R = \frac{g_L \cdot l}{2} = \frac{2.6847 \cdot 18}{2} = 24.16 KN$

$R_d = 1.35 \times 24.16 KN \times \frac{1}{1.20} = 29.14 KN$ ← (Valor muy bajo)

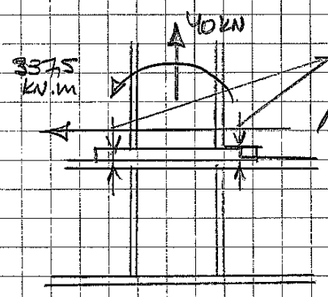
↑ Placas base, pernillas, etc (→ 1.20)

b) Axil (es un reparto en la junta)

$V_d = 1350 KN$

$M_d = V_d \times \left(\frac{0.54 m}{2} + 0.08\right) = 1350 \left(\frac{0.24 m}{2} + 0.08\right) = 337.5 KN \cdot m$

↑ Margen adicional considerado.



NOTE BOOK

1er tanteo "TORNILLOS ORDINARIOS" A 5.6

1) CORTANTE

$V_d = 1350 KN$

Cortante último de 1 tornillo

$B_u = 0.65 \times A \times \sigma_T$

$\sigma_T = \min \begin{cases} 0.70 \sigma_r = 0.70 \cdot 400 N/mm^2 = 280 N/mm^2 \\ \sigma_e = 240 N/mm^2 \end{cases}$

$\boxed{\sigma_T = 240 N/mm^2}$

$A = 0.762 cm^2 = 76.2 mm^2$

con lo cual $B_u = 0.65 \times 76.2 mm^2 \times 240 N/mm^2 = 11.89 KN$/tornillo

Harían falta: $\frac{1350}{11.89} = 113$ tornillos

⇒ exceso → UNIÓN SOLDADA

Soldadura alrededor PC → Se tiene toda la capacidad del alma → Como funciona a cortante → OK!

NOTE BOOK

CONEXIÓN PUNTALES / PANTALLAS.

Son compresiones:

Esfuerzos sobre los pernos: cizalladura:

V_d = 40 kN (← Peso puntal)

Pernos trabajando a cizalladura (con barras roscadas acero A5t) 5.6

σ_c = 300 N/mm²

σ_r = 500 N/mm²

Resistencia al corte de 1 perno.

$B_u = 0{,}65 \cdot \sigma_t \cdot A$

σ_t = min { σ_c = 300 N/mm² ; $0{,}7 \cdot \sigma_R = 0{,}70 \times 500$ N/mm² = 350 N/mm² }

σ_t = 300 N/mm²

$B_u \geq \frac{40\ kN}{2} = 20\ kN = 20000\ N$

$\rightarrow A \geq \frac{B_u}{0{,}65 \cdot \sigma_t} = \frac{20000\ N}{0{,}65 \times 300\ N/mm^2} = 102{,}6\ mm^2$

→ Se cubre con 2 pernos T16 A5t | 2T16 5.6 |

Capacidad mecánica a anclar $U = A_t \cdot f_y = A_t \cdot \sigma_t =$

$= 144\ mm^2 \times 300\ N/mm^2 = 43{,}200\ kN$

↑ Área neta

→ Calculo de anclajes para T_d = 100 kN/ perno

10

NOTE BOOK

TRAMO DECANTERO:

Tracciones máximas 152 kN/m

T_k = 152 kN/m

T_d = 1,50 × 152 kN/m = 228 kN/m

Hay 2 tirantes cada 2,70m

En 2,70m hay un tiro de T_d = 2,70m × 228 kN/m = 615,6 kN

T_R = 2,70 m × 152 kN/m = 410,5 kN

VERIFICACIÓN:

Barras Macalloy Y1050/950

Tomando barras Φ18 A = 241 mm²

F_0 = 0,70 × 950 N/mm² × 241 mm² = 160,265 kN/barra

F_u = 950 × 241 mm² = 228,95 kN

Tomando 2 barras F_0 = 320,56 kN ← No cumple

F_{ult} = 457,9 kN ← No cumple

Tomando barras 1 Φ18 y 1 Φ26,5 cada 2,70m

$F_{0\Phi26,5}$ = 0,70 × 950 N/mm² × 551 mm² = 366,42 kN/barra

$F_{ult\Phi26,5}$ = 950 N/mm² × 551 mm² = 523,45 kN/barra

En 2,70 m F_0 = 160,265 + 366,42 = 526,685 kN (OK!)

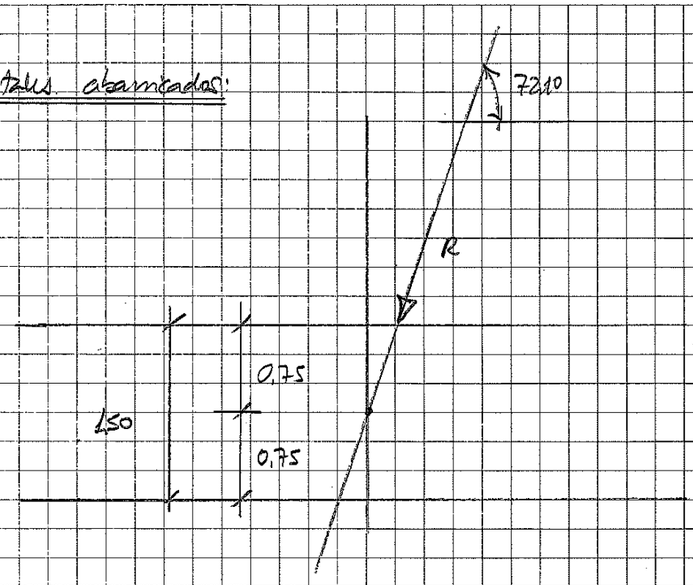
F_{ult} = 228,95 + 523,45 = 752,4 kN (OK!)

11

NOTE BOOK

Can Nuvis 17-Junio-05

Puntales abarcados:



$R_{máx} = 1950\ kN$

Componente horizontal: $R \cdot \cos 72,10° = 1950\ kN \cdot \cos 72,10° = 599,35\ kN \simeq 600\ kN$

Composición vectorial de peso propio y reacción:

$R = \sqrt{600^2 + 40^2} = 601,33\ kN$

Hay 2 pernos T16 $A_{total} = 2 \times 144\ mm^2 = 288\ mm^2$

$B_u = 0,65 \times 288\ mm^2 \times 300\ N/mm^2 = 56.160\ kN$

Teniendo en cuenta el rozamiento acero-hormigón:

$\mu = 0,55$

$\alpha_{máx} = \arctg 0,55 = 28,81°$ — Tenemos sólo 17,9° (OK!)

Igualmente se disponen 2 pernos T16 A5t **2T16 S.6**

En tracción Ídem $R_{tirante} = 850\ kN$

$F_{\mu,máx} = \mu \cdot R_{tirante} = 0,55 \times 850 \sin 72,10° = 706,56\ kN$

$F_{aplicada} = 850\ kN \cdot \cos 72,10° = 444,9\ kN$ (OK!)

NOTE BOOK

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PK: 707+660 Y 707+761.40

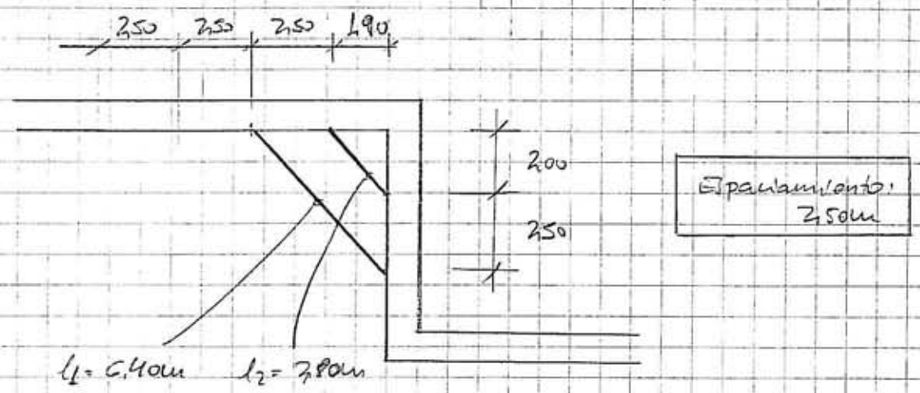
PUNTALES PROVISIONALES DE ESQUINA.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 1 de septiembre de 2005

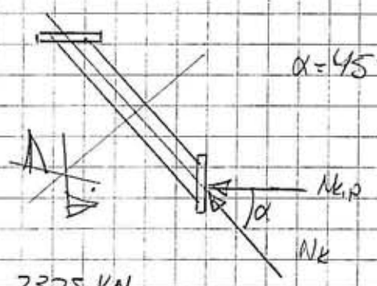
PUNTALES INCLINADOS RECINTO CONSTRUCCIÓN CAJÓN HINCADO



Espaciamiento: 2,50m

CARGAS:

- Reacción de apoyo en las pantallas: $R_k = 930\ KN/m$
- Carga por puntal: $N_{k,p} = 2,50 \cdot 930 = 2325\ KN$



$$N_k = N_{k,p} \frac{1}{\cos\alpha} = \frac{2325\ KN}{\cos 45} = 3288\ KN$$

- Despacho ($\Delta = 15\%$) $N_k = 3781\ KN$
- Valor de diseño: $N_d = 5672\ KN \rightarrow 5675\ KN$/puntal.

$L_c = 6,40m \longrightarrow L_0 = 6,40m$ $\beta = 1,0$ (Biapoyado)

≤ 235

Dimensionamiento con hoja EXCEL

$l = 6,40m$

$N_d = 5675\ KN$

Acero S235 ($f_y = 235\ N/mm^2$) → 2HEB 340

RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PUNTALES PROVISIONALES INCLINADOS (LUZ 6.4m)

PUNTALES BIARTICULADOS

PERFILES: 2HEB340

ACERO fy = 235 N/mm2

PROPIEDADES MECÁNICAS

Para un perfil:		Para 2 perfiles:	
h=	34 cm	h =	34 cm
b=	30 cm	b =	60 cm
A=	171 cm2	At =	342 cm2
Iy-y =	36660 cm4	Iy-y =	73320 cm4
Iz-z =	9690 cm4	Iz-z =	96330 cm4
Sy-y =	1200 cm3		
		Wpl,y-y =	4800 cm3
		Wpl,z-z =	5130 cm3
		W el,y-y =	4312.941 cm3
		W el,z-z =	3211.000 cm3
		i y-y =	14.642 cm
		i z-z =	16.783 cm

ESQUEMA ESTÁTICO Y PANDEO

L =	6.40 m
Beta =	1.00
Lo =	6.40 m

ESBELTECES:		ESBELTECES ADIMENSIONALES:			Coeficiente de reducción:		
λ y-y =	43.710	λ y-y =	0.465	ϕ y =	0.653	χ y =	0.899
λ z-z =	38.134	λ z-z =	0.406	ϕ z =	0.617	χ z =	0.924
λ E =	93.913					χ min =	0.899

CURVA DE PANDEO : b Coeficiente de imp = 0.34

ACCIONES:

Peso propio:	g1d =	3.624 kN/m
Axil:	Nd =	5675 kN
Momento:	Md =	18.56 kN·m
Coef. eq. mom.		1.30

COMPROBACIÓN:

μ y =	-0.539	
Ky =	1.423	no > 1.500
K y =	1.423	
Valor de comparación =	0.890	

SIN PANDEO:

Tensión de trabajo aprox =	170.238	N/mm2
	79.69	% del límite elástico

(3)

RECINTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PUNTALES PROVISIONALES INCLINADOS (LUZ 6.4m)

PUNTALES BIARTICULADOS

PERFILES: 2HEB320

ACERO fy = 235 N/mm2

PROPIEDADES MECÁNICAS

Para un perfil:		Para 2 perfiles:	
h=	32 cm	h =	32 cm
b=	30 cm	b =	60 cm
A=	161 cm2	At =	322 cm2
Iy-y =	30820 cm4	Iy-y =	61640 cm4
Iz-z =	9240 cm4	Iz-z =	90930 cm4
Sy-y =	1070 cm3		
		Wpl,y-y =	4280 cm3
		Wpl,z-z =	4830 cm3
		W el,y-y =	3852.500 cm3
		W el,z-z =	3031.000 cm3
		i y-y =	13.836 cm
		i z-z =	16.805 cm

ESQUEMA ESTÁTICO Y PANDEO

L =	6.40 m
Beta =	1.00
Lo =	6.40 m

ESBELTECES:		ESBELTECES ADIMENSIONALES:			Coeficiente de reducción:		
λ y-y =	46.257	λ y-y =	0.493	ϕ y =	0.671	χ y =	0.888
λ z-z =	38.085	λ z-z =	0.406	ϕ z =	0.617	χ z =	0.924
λ E =	93.913					χ min =	0.888

CURVA DE PANDEO : b Coeficiente de imp = 0.34

ACCIONES:

Peso propio:	g1d =	3.412 kN/m
Axil:	Nd =	5675 kN
Momento:	Md =	17.47 kN·m
Coef. eq. mom.		1.30

COMPROBACIÓN:

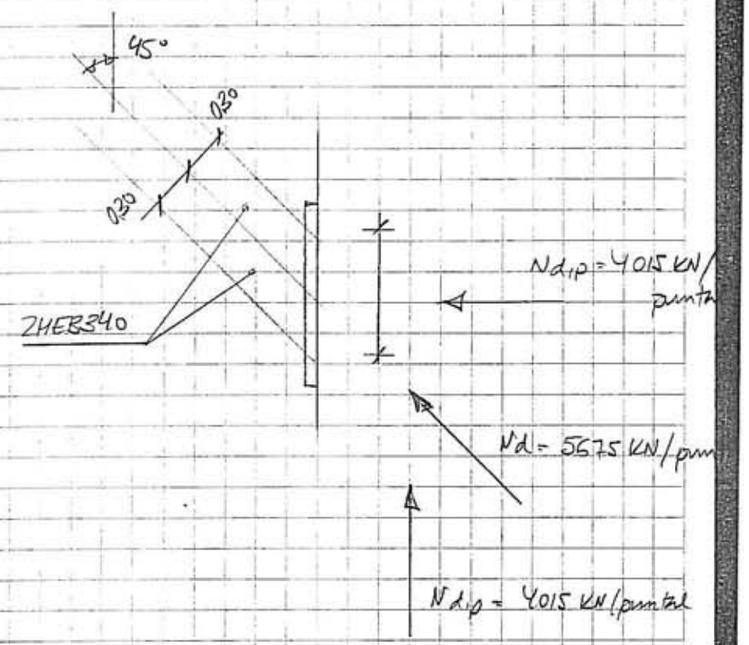
μ y =	-0.579	
Ky =	1.489	no > 1.500
K y =	1.489	
Valor de comparación =	0.958	← muy justo. se toman 2HEB340

SIN PANDEO:

Tensión de trabajo aprox =	180.777	N/mm2
	84.62	% del límite elástico

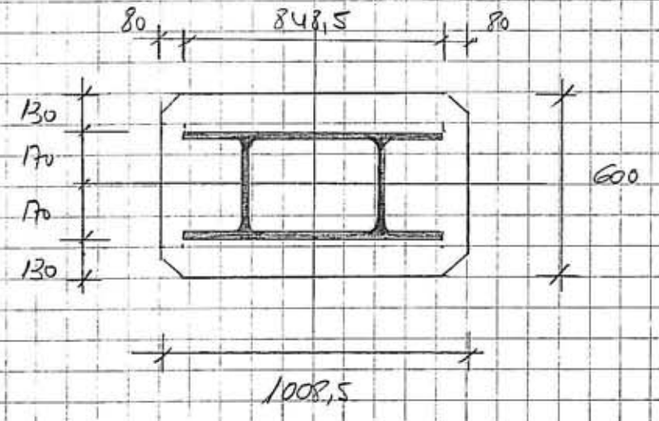
(4)

Reacciones:



PLACA de TESTA

Geometría



$A = 0{,}60\,m^2$

$Nd = 4015\ KN$

$\sigma_d = \frac{Nd}{A} = \frac{4015\ KN}{0.60\,m^2} = 6{,}7\ MPa$ (OK!)

es bajo

Vuelo máximo: $v = 130\ mm$

$e = 30\ mm$ $\quad v < 5 \cdot e = 150\ mm \rightarrow$ Rígida

$$M_{nd} = q_d \cdot \frac{v^2}{2} = 6{,}7\ N/mm^2 \cdot \frac{(130\,mm)^2}{2} = 56{,}615\ KN \cdot m/m$$

Secciones:



$W_{pl} = 2 \cdot S_y = 2 \cdot 1125 = 225\ cm^3/m$

$S_y = A \cdot d = 15\,mm \cdot 1000\,mm \cdot \frac{15\,mm}{2} = 112500\ mm^3/m = 1125\ cm^3/m$

Momento último: $M_u = W_{pl} \cdot f_y = 225 \cdot 10^3\ mm^3/m \cdot \frac{235\ N/mm^2}{1{,}10}$

$M_u = 48{,}07\ KN \cdot m/m < M_d$

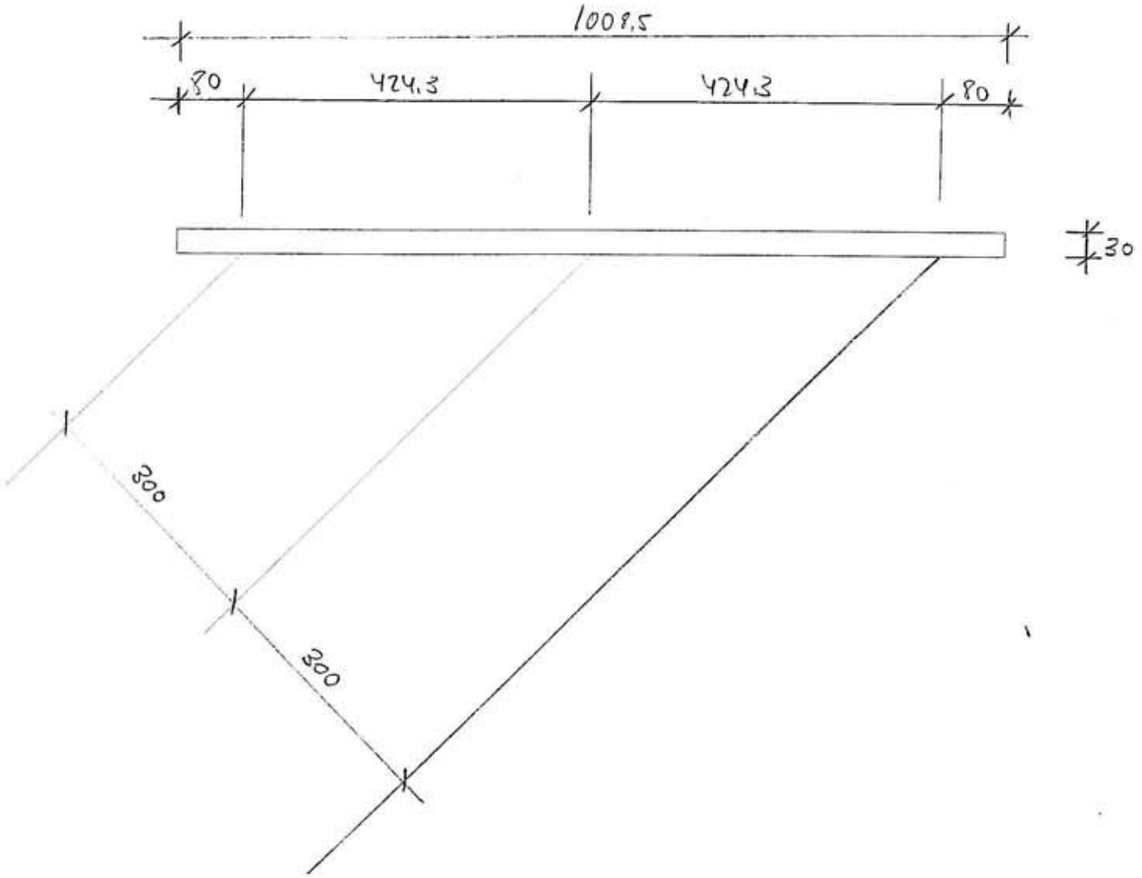
→ Se disponen chapas de testa de 40mm

$S_y = A \cdot d = 20\,mm \cdot 1000\,mm \cdot \frac{20\,mm}{2} = 200000\ mm^3/m = 200\ cm^3/m$

$W_{pl,y} = 2 \cdot S_y = 2 \cdot 200\ cm^3/m = 400\ cm^3/m$

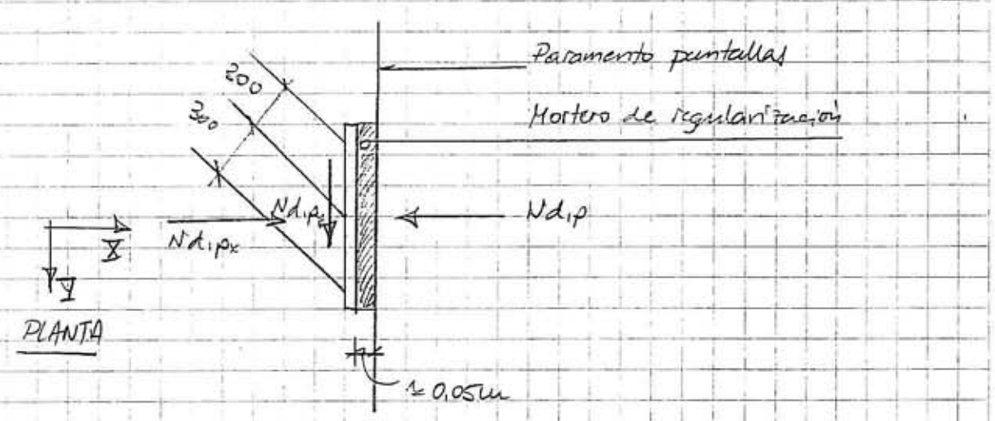
Momento último $M_u = W_{pl} \cdot f_y = 400 \cdot 10^3\ mm^3/m \cdot \frac{235\ N/mm^2}{1{,}10}$

$M_u = 85{,}45\ KN \cdot m/m > M_d$ (OK!)



Car Tunis 29-ago-05

RASANTE EN LA JUNTA PLACA - PANTALLA



$N_{d,\rho x} = N_{d,\rho y} = 4015\ KN$ $\quad \mu = 0{,}55$

$F_x = N_{d,\rho y} = 4015\ KN$

$F_y = N_{d,\rho y} = 4015\ KN$

$F_{r,max} = \mu \cdot F_y = 0{,}55 \cdot 4015 = 7208{,}25\ KN$.

$F_d = 4015\ KN > F_{r,max}$ — Hay que disponer pernos adicionales.

$F_d = 4015\ KN$.

$F_{rd} = 0{,}55 \cdot 4015\ KN = 2208{,}25\ KN$

Falta por equilibrar : $4015 - 2208{,}25 = 1806{,}75\ KN$

$\simeq 1810\ KN$

Los pernos deben equilibrar 1810 KN

↑ Valor de diseño.

↑ pernos trabajando a cortadura

NOTE BOOK

PERNOS DE CONEXIÓN:

Se disponen pernos: Φ20 apuntando a cortadura

$A_T = 5{,}61\ cm^2$ de acero 8.8 $f_b = 640\ N/mm^2$ $f_r = 800\ N$

Resistencia a cortadura $B_u = A\ K_2 . \sigma_t$

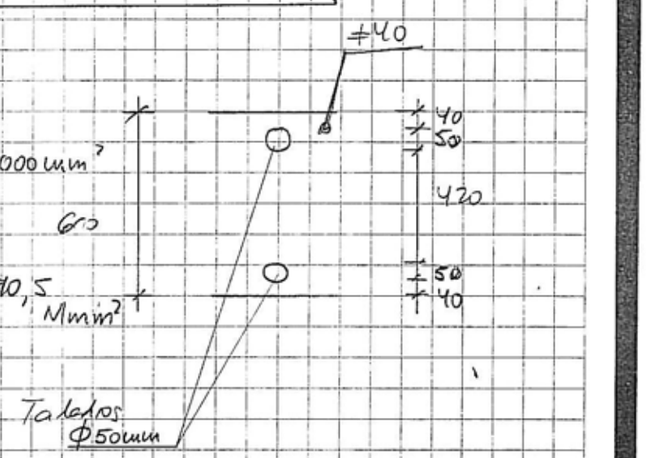
$K_2 = 0.70$

$\sigma_t = 0.80 . \sigma_r = 0.80 . 800 = 640\ N/mm^2$

$B_u = 5{,}61 \cdot 10^2\ mm^2 \cdot 0.70 \cdot 640\ N/mm^2 = 251{,}3\ KN$ ← de 1 tornillo

Hay que compensar 1810 KN → $n^o = \dfrac{1810\ KN}{250{,}3\ KN/tornillo} = 7{,}2$ tornillos

Se disponen 8 pernos Φ30 8.8 (4R+L)



Verificación Chapa:

$A_n = 500\ mm\ 40\ mm = 20\,000\ mm^2$

$F_d = 1810\ KN$ (*)

$\sigma_d = \dfrac{F_d}{A_n} = \dfrac{1810\ KN}{20000\ mm^2} = 90{,}5\ N/mm^2$

$\sigma_d = 90{,}5\ N/mm^2$ $\sigma_u = \dfrac{235}{1{,}10} = 213{,}64\ N/mm^2 > \sigma_d$ OK!

(*) Parte de la carga que debe pasar por los pernos

APLASTAMIENTO:

$n^o = 8$

$d = 30\ mm$

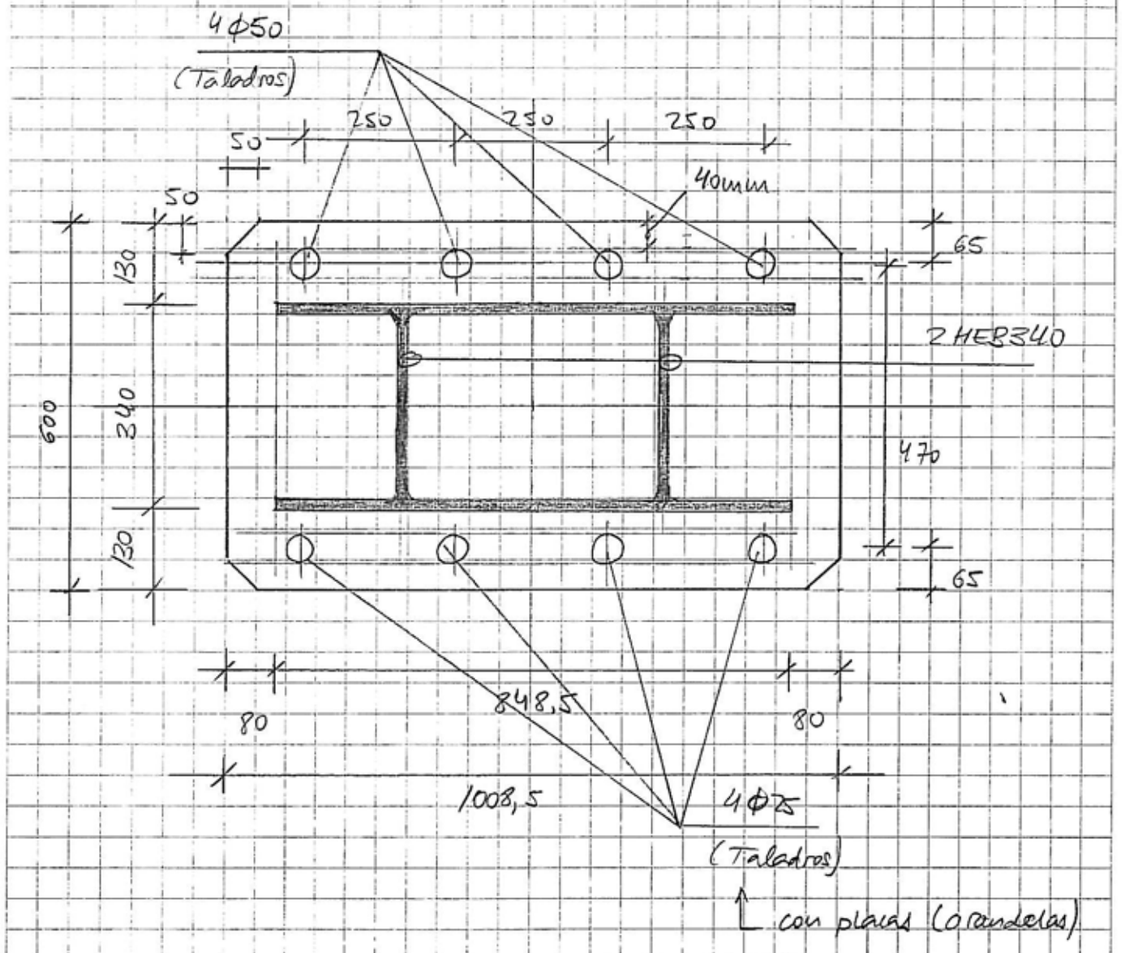
$e = 40\ mm$

$F_d = 1810\ KN$

Tensión de aplastamiento

$\sigma_a = \dfrac{F_d}{n \cdot d \cdot e} = \dfrac{1810 \cdot 10^3\ N}{8 \cdot (30.40\ mm^2)} =$

$\sigma_a = 188{,}5\ N/mm^2 < \sigma_u$ OK!



Cortante horizontal en la conexión

$F_d = 4015\ KN$

Se calcula como un cortante horizontal

$A_T = 2 \times 21.5 \times (1548.6) = 36489\ mm^2$

↑ Ver croquis en página (12)

$V_{pl,Rd} = A_T \frac{f_y}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{\gamma}$

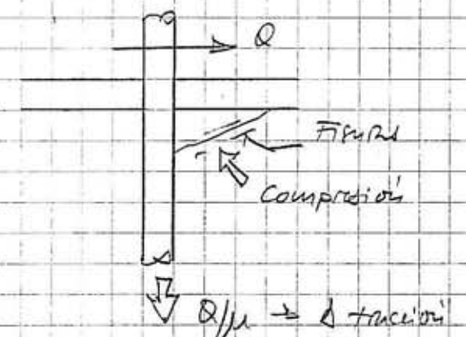
$V_{pl,Rd} = 36489\ mm^2 \cdot \frac{225\ N/mm^2}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{1.10} = 4950\ KN > V_d$

Como la soldadura es de penetración completa → (OK!!)

NOTE BOOK

Los pernos trabajan a cortadura, pero deben tener un anclaje mínimo para garantizar su resistencia

El cortante produce un incremento de tracción en el perno de valor:



= El cortante que debe soportarse con los pernos

Fuerza de tracción mínima en cada perno

$F_t = \frac{Q/\mu}{n^o} = \frac{F_d^{\#}/\mu}{n^o} = \frac{1810\ KN/0.55}{8} = 411.5$

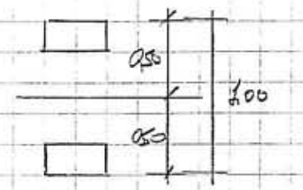
→ Anclaje de 410 KN

NOTE BOOK

COTAS PUNTALES PROVISIONALES:

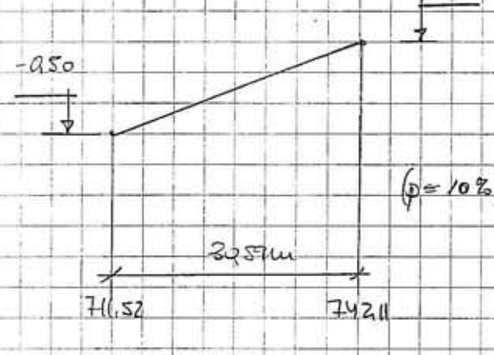
Puntales provisionales h = 4,00m (→ 0,50m por encima y por debajo del eje)

↑
Puntales en celosía



Zona de estrechamiento

Cota eje puntal en PK: 707+740 (aprox)



Z = 2,35m

Cota cara superior puntal:

Z = 2,35+0,5 = 2,85m

→ Eje puntal provisional inclinado si se pone por encima: Z = 2,85 + 0,20 + 0,20 = +3,35m
(½ placa anclaje, ℄)

Cota eje puntal en 707 + (740 − 200 − 250)

= 707 + 735,5

Z puntal = 1,898 m = 1,90m

Cota cara inferior puntal: Z = +1,90 − 0,50 = 1,40m

Eje puntal inclinado si se pone por debajo: Z = 1,40 − 0,30 − 0,20 − 0,90m
(½ placa anclaje, ℄)

→ SE DISPONEN LOS NUEVOS PUNTALES POR DEBAJO

Obs las secciones de cálculo de este tramo son

707 + 711,52 → Z puntal = −0,50m

707 + 742,11 → Z puntal = +2,587m

Disponiendo el puntal provisional inclinado en Z = +0,90m resulta que es un caso intermedio de los dos anteriores → Está incluido en la envolvente de esos dos anteriores → OK!

Cálculos Tramo Secciones en “U”

PK. 707 + 761.00 a 707 + 830.00

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCIÓN

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

SECCIONES A CIELO ABIERTO ENTRE EL RECINTO DE CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO Y EL CRUCE CON EL PASO SUPERIOR.
PK: 707+761.45 a 707+830.0

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 29 de marzo de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
SECCIONES A CIELO ABIERTO ENTRE EL RECINTO DE CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN HINCADO Y EL CRUCE CON EL PASO SUPERIOR.
PK: 707+761.45 a 707+830

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata del tramo a cielo abierto entre el Recinto de Construcción del Cajón Hincado y el tramo de Cruce con el Paso Superior. El trazado en planta es curvo y el trazado en alzado es ascendente hacia PK's crecientes con pendiente constante del 1.5%. La longitud total es de 68.55m, desde el PK 707+761.45 hasta el PK 707+830.0.

El tramo se resuelve con secciones transversales abiertas en "U", de cuya losas se sacan unos talones que garanticen la seguridad a flotación de la estructura para el nivel freático pésimo (ver apartado Planos de este documento).

El esquema longitudinal es discreto, se divide en tres módulos de 23.0 + 23.0 + 22.55 m de longitud, conectados entre si mediante llaves capaces de transmitir cortantes y que sean capaces de compatibilizar posibles movimientos relativos entre módulos adyacentes.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS EXISTENTES.

No se han detectado interferencias con otras estructuras y/o servicios, de modo que no es necesario tomar medidas al respecto.

El tramo se encuentra en un aparcamiento, por lo que el cerramiento lateral de las secciones a cielo abierto del mismo se plantea de modo que sirva de protección y de contención de posibles impactos de vehículos.

2.2 TERRENO DE CIMENTACIÓN.

Las cimentaciones de las U's se encuentran entre las cotas z=-3.10 y z=-2.10. El coeficiente de balasto considerado para simular el contacto terreno-estructura es k_b=1000 Tn/m^3.

Para el trasdosado de hastiales se ha considerado un relleno con las siguientes características:

- Densidad seca: 2.0Tn/m^3
- Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
- Coeficiente de empuje activo: Ka=0.333
- Cohesión: 0.00Tn/m^2
- Ángulo de rozamiento interno: ϕ=30°

Nota: Las tensiones que la estructura transmite al terreno de cimentación son muy reducidas.

2.3 NIVEL FREÁTICO.

Tal y como se especifica en el Proyecto Original, se dimensiona la estructura para una posible subida del NF hasta la cota +2.0 por un carrera de marea extrema (Se verifica la respuesta estructural de la sección frente a la acción de las aguas y la seguridad a flotación).

2.4 DETALLES TIPO.

Para las dimensiones de la sección transversal y los detalles tipo de la infraestructura de vía se han respetado las especificaciones del proyecto original.

3. NORMATIVA CONSIDERADA.

Para el cálculo de acciones (sobrecargas en trasdoses e impacto de vehículos) se han respetado las especificaciones de la Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera: IAP

Para el cálculo de la acción del tráfico ferroviario se ha considerado el Borrador de la Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril.

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se han seguido las especificaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE.

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas han sido:

- El peso propio.
- Las cargas permanentes.
- La acción de las tierras: Pesos y empujes.
- La acción del agua: Pesos de agua, subpresiones y empujes.
- La acción del tráfico ferroviario.
- Posible sobrecarga en el terraplén adyacente a la estructura.

Se ha considerado la acción del tráfico como la pésima de la sobrecarga de 30kN/m2 y la acción local de un eje de la locomotora del tren tipo de la Instrucción (para el cálculo de la acción del tráfico se ha tenido en cuenta el coeficiente de clasificación de la vía y el coeficiente amplificador por efectos dinámicos debido a las cargas móviles)

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- ~~Hormigón en losas de cimentación y en alzados: HA-25~~
- Hormigón de limpieza y nivelación: HM-15
- Aceros de armar: B500s

Coeficientes de seguridad (ELU), situaciones permanentes:

- Peso propio y cargas permanentes: $\gamma = 1.35$ o $\gamma = 1.00$
- Cargas permanentes de valor no constante (Tierras): $\gamma = 1.50$ ó $\gamma = 1.00$
- Tren de cargas: $\gamma = 1.50$
- Acción del agua del NF: $\gamma = 1.50$
- Coeficiente de combinación $\psi = 0.60$

Niveles de control

- Materiales: Hormigón: control estadístico
  Acero pasivo: normal
- Ejecución: intenso

4.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

Todo el cálculo de esfuerzos y tensiones en el terreno de cimentación se han realizado por métodos manuales y mediante modelización de la sección transversal con un sistema de barras (asignación de propiedades mecánicas, de cargas, simulación del contacto con el terreno con los muelles equivalentes, etc).

Los resultados pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

5. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis estructural de la sección transversal se ha realizado con el programa comercial SAP2000

Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, están escritos en BASIC y están basados en el libro HORMIGÓN ARMADO de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré.



Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 29 de marzo de 2005

NOTA DE CÁLCULO

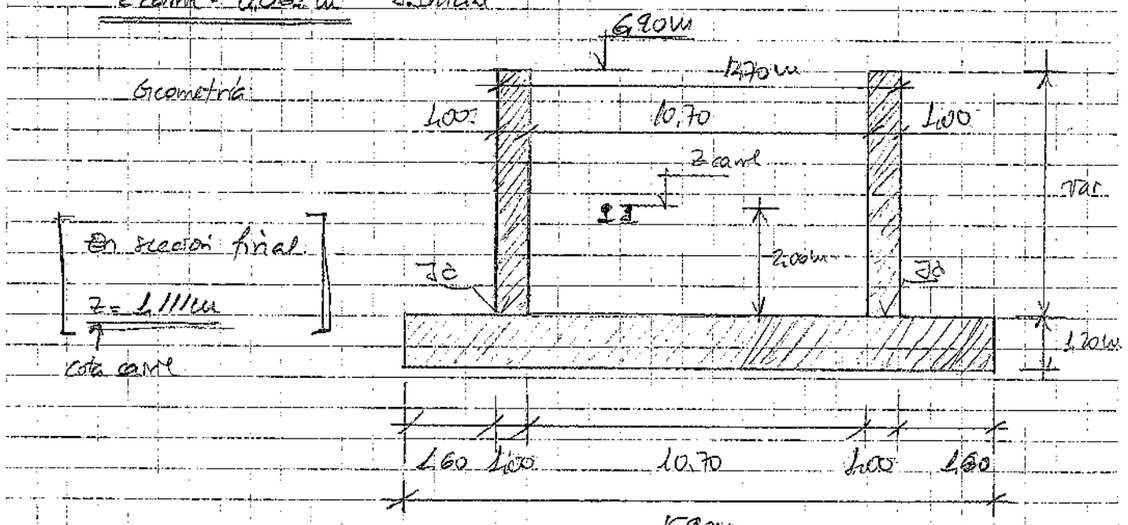
U1ª ENTRE EL RECINTO DE CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN FONDEADO Y EL CRUCE CON EL PASO SUPERIOR

PK's: 707+761,45 a 707+830 (Long= 68,55m)

Se comprueba la sección inicial que resulta ser la más desfavorable (es la más profunda)

Z cant= 0,06 m. S. Inicial

Geometría



① Cota terreno natural: Z= 5,90m (del perfil longitudinal tomo 6,00)

ACABADOS

+ Peso propio

+ Tierras = Peso tierras

- Empujes

+ Agua en NF (a la cota Z=+2,00)

El NF pésimo se toma en Z=+2,00 por cercanía al muro exterior

- Empujes de agua

- Subpresión de agua = Reducción

- Peso de agua

* Cargas permanentes
* Tráfico ferroviario

MATERIALES: * Hormigón armado HA-25

$f_{ck} = 25 MPa$; $f_{cd} = 16.67 MPa$; $E_c = 27264 MPa$ $(8500\sqrt[3]{f_{cm}})$

* Acero B500S $f_{yk} = 500 MPa$

(2) COMPROBACIÓN DE LA ESTABILIDAD A FLOTACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se comprueba la seguridad a flotación frente a empuje del NE por carga de unarea extrema. Se comprueba en vacío y con el relleno de hormigón para que hay bajo la infraestructura del TIR1

Peso total: (Se comprueba con la sección inicial y final)

S FINAL
$A = 38.16 m^2$
$V = 38.16 m^3/m$
$g_1 = 25 kN/m^3 \cdot 38.16 m^3/m = 954.0 kN/m$

S INICIAL
$A = 39.56 m^3$
$V = 39.56 m^3/m$
$g_1 = 989.0 kN/m$

Empuje vertical de agua:

Volumen de agua desalojada: $V = 55.77 m^3/m$ S Final

$V = 69.11 m^3/m$ S Inicial

Pesos tierras en talones

$\gamma_w = 10 kN/m^3$ densidad sumergida
$\gamma_s = 20 kN/m^3$ densidad seca

Pesos sumergidos

S Inicial: $g_{2\,tierras} = 1.60 * 3.50 * 20 + 3.94 * 1.60 * 10 = 175.04 kN/m/lado$

S Final: $g_{2\,tierras} = 1.60 * 3.50 * 20 + 1.60 * 2.94 * 10 = 158.24 kN/m/lado$

Total fuerzas descendentes

$g_1 + g_{tierras} =$ 989,0 + 2×175,04 = 1339,08 kN/m S INICIAL

954,0 + 2×158,24 = 1270,48 kN/m S FINAL

Total fuerzas ascendentes

Subpresión: 691,1 kN/m S INICIAL

557,7 kN/m S FINAL

Coeficiente de seguridad frente a flotación

$F_{S_1} = \frac{0.9 \cdot 1339,08 kN/m}{1.50 \cdot 691,1 kN/m} = \frac{1205,17 kN/m}{1036,65 kN/m} = 1.16$ (OK!) S INICIAL

$F_{S_2} = \frac{0.9 \cdot 1270,48 kN/m}{1.50 \cdot 557,7 kN/m} = \frac{1143,43 kN/m}{836,6 kN/m} = 1.37$ (OK!) S FINAL

(Comente cuando el coeficiente de seguridad)

Con valores de tensión:

$F_{S_1}^* = \frac{1329,08 kN/m}{691,1 kN/m} = 1.938$ (OK!) S INICIAL

$F_{S_2}^* = \frac{1270,48 kN/m}{557,7 kN/m} = 2.278$ (OK!) S. FINAL

③ DETERMINACIÓN DE EMPUJES DE TIERRAS Y AGUA

Propiedades mecánicas del terreno de relleno:

Se toma: $\gamma = 2{,}0\ Tn/m^3$ ← (Densidad Saturada)

$\bar{\gamma} = 1{,}0\ Tn/m^3$ ← Densidad sumergida

$ka = 0{,}333$

$k_o = 0{,}500$

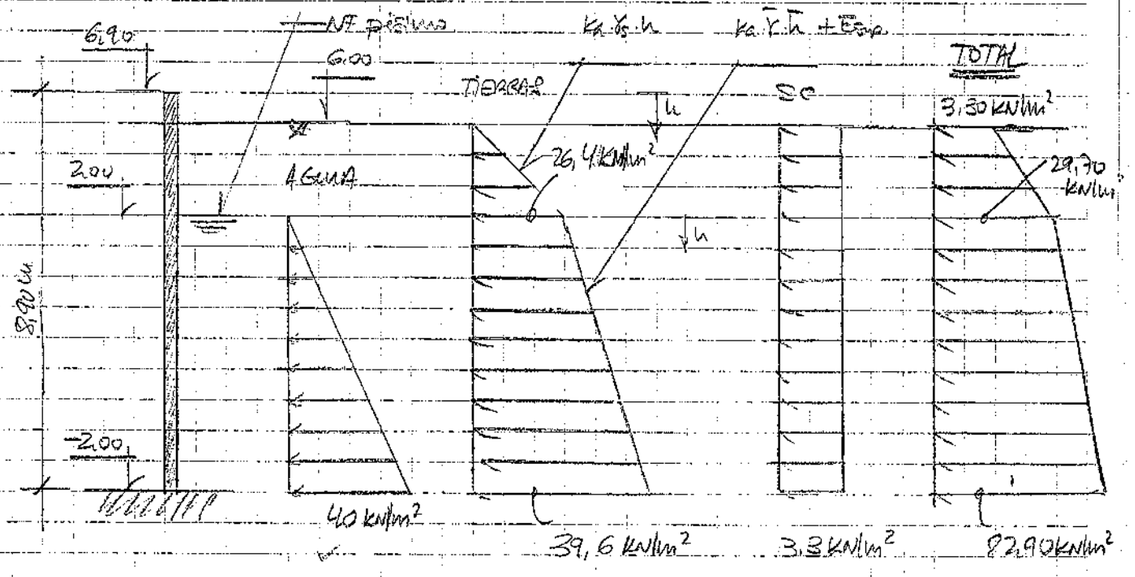
$kp = 3{,}000$

$\Phi = 30°$ ← ángulo de rozamiento interno $c = 0{,}0\ Tn/m^2$

$Kb = 1000\ Tn/m^3$ ← Coeficiente de balasto

El terreno es prácticamente horizontal → no hay amplificación del coeficiente de empuje por inclinación del terreno de relleno

Se dimensiona la sección más desfavorable (la más profunda)



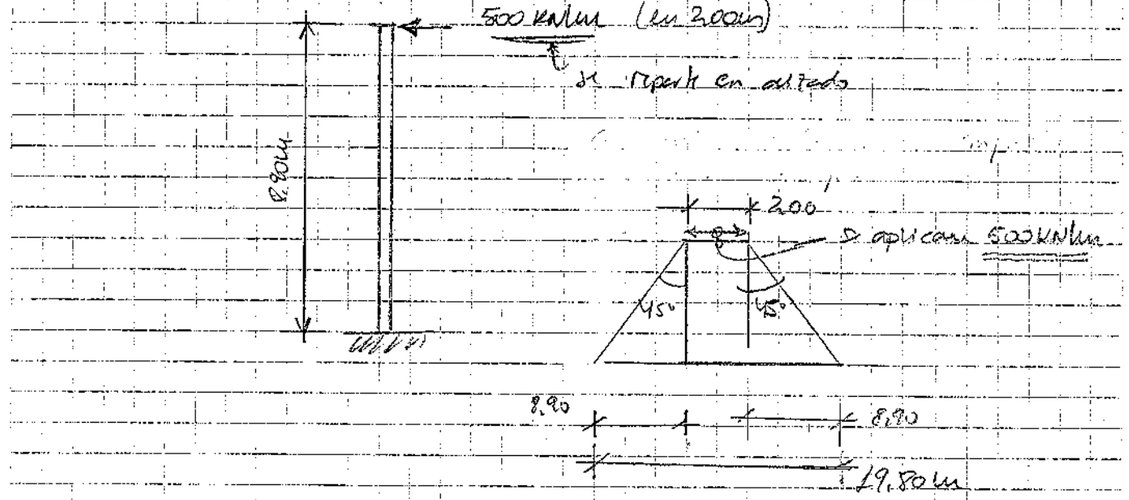
Sc en trasdós $10\ KN/m^2$

Empuje Sobrecarga: $ka \cdot Sc = 10\ KN/m^2 \times 0{,}33 = 3{,}3\ KN/m^2$

En una zona de aparcamiento — se considera la posibilidad de que haya impacto contra los hastiales de la estructura (IAP)

Acción $F = 1000\ KN$ a 1,20 m de altura sobre el trasdós (IAP)

puede suponerse repartido en 2,00 m



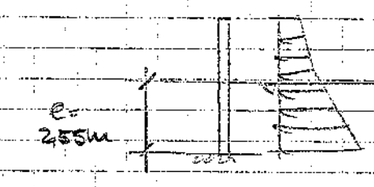
$M_{emp} = 500\ KN/m \cdot 2{,}00m \cdot 8{,}90m = 8900\ KN/m$

a repartir en 19,80 m → $m_k = \frac{8900\ KNm}{19{,}80\ m} = 450{,}0\ KN \cdot m/m$

$T_k = \frac{1000\ KN}{19{,}80m} = 50{,}51\ KN/m$

Empujes: $P = 291{,}2\ KN/m$

$e = 2{,}55m$



DIMENSIONAMIENTO HASTIALES

a) SITUACIÓN PERMANENTE

$md = 1{,}5 \cdot 291{,}2\ KN/m \cdot 2{,}55m = 742{,}56\ KN \cdot m/m \times 1{,}50 = 1113{,}84\ KN \cdot m/m$

$Td = 291{,}2\ KN/m \times 1{,}50 = 436{,}8\ KN/m$

Dimensionamiento con programa 6052

b) SITUACIÓN ACCIDENTAL

M_d = L_{00} · 291,2 × 2,55 + 4,50 = 1192,56 KN.m/m

V_d = 291,2 + 50,51 = 341,71 KN/m ← en el empotramiento con la losa

DIMENSIONAMIENTO

- Flexión: Es cuantía de situación permanente

A_s = 29,707 cm²/m ← (Φ20 + Φ20) a 0,20 $A_{s disp}$ = 31,42 cm²/m

(r = 0,07m recubrimiento mecánico)

$A_{s disp}$ = 31,42 cm²/m

u_u = 1204,64 KN.m/m (CSA = 1,0022 OK!)

x = 0,13d ← Falso dominio 1

- Verificación de la situación accidental

(γ_c = 1,0; α_c = 1,30 — $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma} = \frac{25\ MPa}{1,30} = 19,23\ MPa$)

A_s = 31,42 cm²/m; U = 4,572 MN/m; C = U = 0,85 f_{cd} · 6y

→ y = 0,096 cm

$z = d - \frac{y}{2} = 0,93 - \frac{0,096}{2} = 0,882$ m

u_u = z · U = 4,57 MN/m · 0,882 = 1,386 MN.m/m

M_u = 1386 KN.m/m (CSA = 1,162 OK!)

- Momento último con Φ20 a 0,20

A_s = 15,71 cm²/m ← Momento último en valor característico

u_u = 620,99 KN.m/m (u_{uk} = 413,99 KN.m/m)

Si tiene u_u = 410 KN.m/m para z ≥ 1,40 m

a partir de este pto. anclar + arriba de los Φ20 que deben llegar hasta: $z = \frac{1,40}{d} + \frac{0,60}{\frac{6 l_b}{\Phi 20}} = 3,00$ m (OK!)

Momento último con Φ20 a 0,20 en situación accidental

A_s = 15,71 cm²/m ; U = 0,7855 MN/m

$y = \frac{0,048}{1,0}$ m ; $z = d - \frac{y}{2} = 0,93 - \frac{0,048}{2} = 0,906$ m

u_u = z · U = z · C = 0,906 · 0,7855 = 0,716 MN.m/m

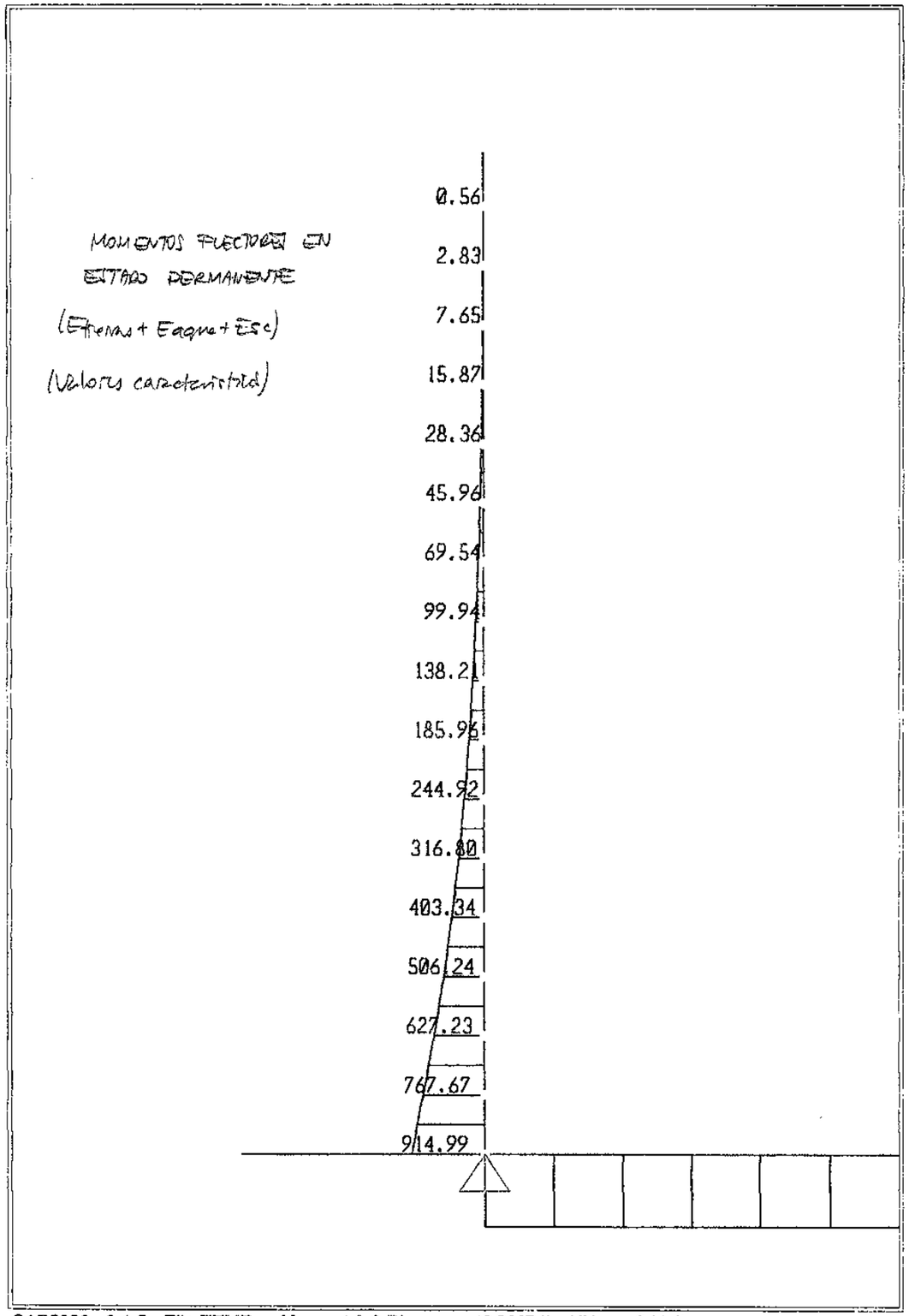
u_u = 711,6 KN.m/m

Se tiene u_d ≤ 710 KN.m/m (ver hoja siguiente) para z ≥ 2,50 m — los Φ20 del refuerzo deben llegar hasta:

$z = 2,50 + 1,20 + 0,60 = 4,10$ m (Hay cruce entre ver momentos — se toman 4,10 m)

SAP2000

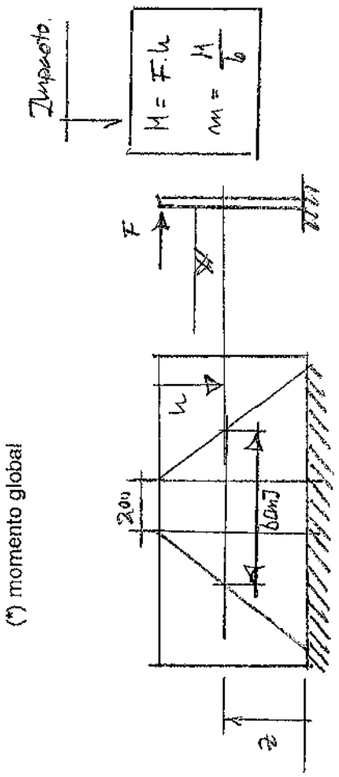
3/18/05 9:46:05



SAP2000 v8.1.5 - File:TEMP - Moment 3-3 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

Z=	h=	M (*) =	b [m] =	m (#) =	Cargas permanentes	TOTAL
					767.67	1217.67
					627.23	1074.60
					506.24	950.68
					403.34	844.52
					316.8	754.30
					244.92	678.25
					185.96	614.53
					138.21	561.29
					99.94	516.61
					69.54	478.63
					45.96	445.96
					28.36	417.25
					15.87	390.87
					7.65	364.79
					2.83	336.16
					0.56	300.56
					0	250.00
					0	166.67
					0	0.00
0	0	9	9000	20		450.00
0.5	0.5	8.5	8500	19		447.37
1	1	8	8000	18		444.44
1.5	1.5	7.5	7500	17		441.18
2	2	7	7000	16		437.50
2.5	2.5	6.5	6500	15		433.33
3	3	6	6000	14		428.57
3.5	3.5	5.5	5500	13		423.08
4	4	5	5000	12		416.67
4.5	4.5	4.5	4500	11		409.09
5	5	4	4000	10		400.00
5.5	5.5	3.5	3500	9		388.89
6	6	3	3000	8		375.00
6.5	6.5	2.5	2500	7		357.14
7	7	2	2000	6		333.33
7.5	7.5	1.5	1500	5		300.00
8	8	1	1000	4		250.00
8.5	8.5	0.5	500	3		166.67
9	9	0	0	2		0.00

(*) momento global



Can Tunis 18-Mar-05

- CORTANTE

Cuantía mínima a cortante

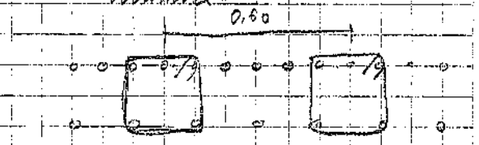
$A_d = 0.02\, b \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 \cdot 1.0 \frac{25/1.50}{400} = 8.33\ cm^2/ml/m$

$V_d = 1.50 \cdot 291.20 = 436.8\ KN/m$ (CRESCIENTE) ← es el más limitante

$V_d = 312\ KN/m$ ← (DECRECIENTE)

$A_s = 15.71\ cm^2/m$ como mínimo | $A_d = 6.727\ cm^2/ml/m$

$b = 1.00\,m$; $h = 1.60$; $r = 0.07\,m$ es limitante la cuantía mínima



Se disponen 1 cercos ø 10 a 0.30 × 0.60

$A_{s\,disp} = 8.72\ cm^2/m$ (OK)

Cortante último a una distancia d del cortante

$V_{d_2} = 254.04\ KN/m$

$A_s = 15.71\ cm^2/m$

$b = h = 1.00\,m$; $r = 0.07\,m$

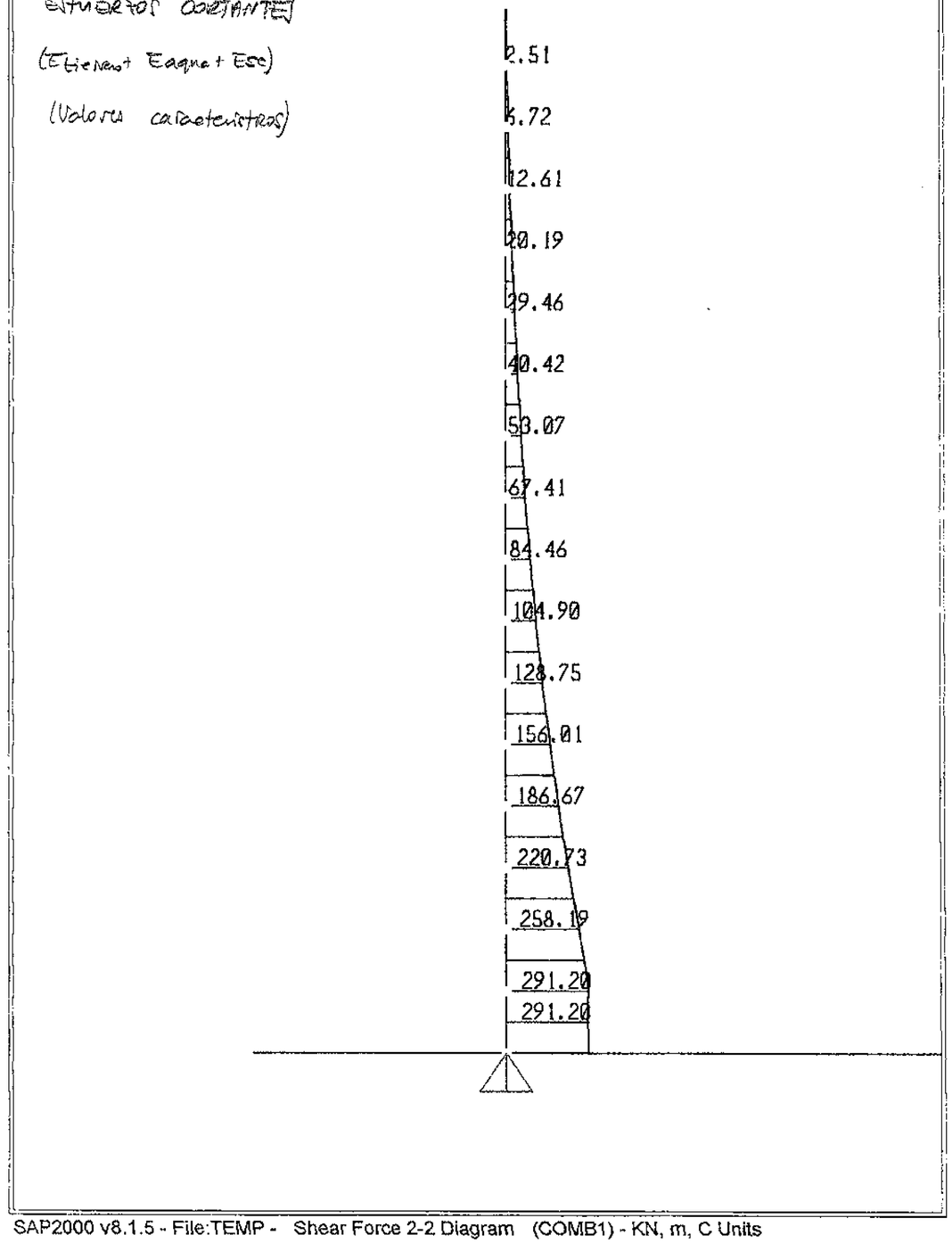
$V_{uk} = 176.03\ KN/m$ ← Cortante último en valor característico en situación permanente

Se tiene $V_d \leq 175\ KN/m$ para $z \leq 2.75\,m$ (Incluye cuadro de medio canto útil)

En situación accidental se tiene $V_d \leq 175\ KN/m$ para $z \leq 3.35\,m$ (Incluye cuadro de ½ canto útil)

NOTE BCDK

SAP2000 3/18/05 13:06:02



SAP2000 v8.1.5 - File:TEMP - Shear Force 2-2 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

Z=	h=	b [m] =											CORTANTES PERMANENTES	TOTAL
		9	8.5	8	7.5	7	6.5	6	5.5	5	4.5	4		
	0	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10		
0	0	50.00											291.20	341.20
0.5	0.5		52.63										258.19	310.82
1	1			55.56									220.73	276.29
1.5	1.5				58.82								186.67	245.49
2	2					62.50							156.01	218.51
2.5	2.5						66.67						128.75	195.42
3	3							71.43					104.90	176.33
3.5	3.5								76.92				84.46	161.38
4	4									83.33			67.41	150.74
4.5	4.5										90.91		53.07	143.98
5	5											100.00	40.42	140.42
5.5	5.5											111.11	29.46	140.57
6	6											125.00	20.19	145.19
6.5	6.5											142.86	12.61	155.47
7	7											166.67	6.72	173.39
7.5	7.5											200.00	2.51	202.51
8	8											250.00	0.00	250.00
8.5	8.5											333.33	0.00	333.33
9	9											500.00	0.00	500.00

VERIFICACIONES GEOTÉCNICAS — MODELO SAP: "SECCION.SDB"

ACCIONES
* Peso propio ✓
* Tierras – Empujes ✓
– Peso tierras ✓
* Agua – Empujes ✓
– subpresión ✓
– Peso de agua ✓
* Cargas permanentes = Infraestructura de vía ✓
* Tráfico ferroviario ✓
* Sc Terraplén ✓

CONTROL de CARGAS / REACCIONES

		SAP	(ES)
G1:	992 kN/m	963,26 kN/m	-2,89%
G2 inf:	331,7 kN/m	331,7 kN/m	0%
Subpresión:	826,8 kN/m	826,8 kN/m	0%
Tráfico:	192,6 kN/m	192,6 kN/m	0%
Empujes:	256+2 512 kN/m	496 kN/m	-3,22%
Sc	32 kN/m	31 kN/m	-3,2%

Errores aceptables

Ojo: El peso de tierras sobre los talones coincide en los casos en fases tierras secas y tierras sumergidas → NO se diferencian las hipótesis de la misma carga es válida para las hipótesis con agua y las hipótesis sin agua

RIGIDEZ de los MUELLES QUE SIMULAN EL CONTACTO CON EL TERRENO

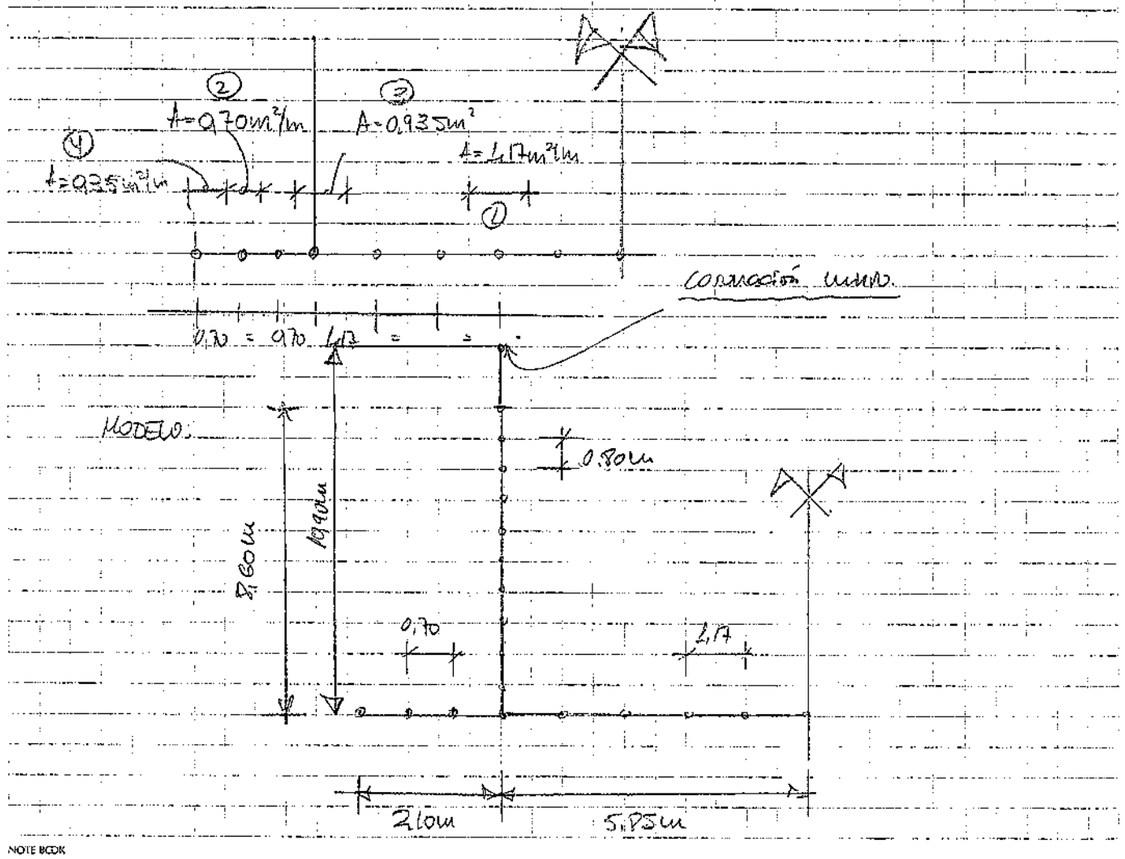
Coeficiente de balasto $K_b = 20000 KN/m^3$ $tg\ \sigma = K_b \cdot \delta$

Rigidez del muelle K_M tg $F = K_M \cdot \delta$

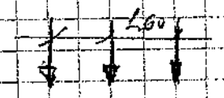
$F = \sigma \cdot A = K_b \cdot A \cdot \delta = K_M \cdot \delta \rightarrow$ **$K_M = K_b \cdot A$**

A: Area tributaria de cada nodo

TIPO	Area tributaria	K_M [KN/m/m]
1	1,17 m^2/m	11700 KN/m/m
2	0,70 m^2/m	7000 KN/m/m
3	0,935 m^2/m	9350 KN/m/m
4	0,35 m^2/m	3500 KN/m/m



ACCIÓN DEL TRÁFICO FERROVIARIO Según IAPF

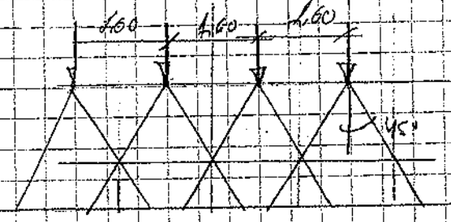


Eje de 250 KN separados 1,60 m

Sobrecarga uniformemente repartida de 80 KN/m

En 100 años de longitud de tablero tipo se pueden considerar el eje $Q = 250$ KN

- altura media sobre la losa de cimentación: 2,00 m
- reparto en 2,00 m + (1,67 + 2 × 2,00) = 11,34 m^2



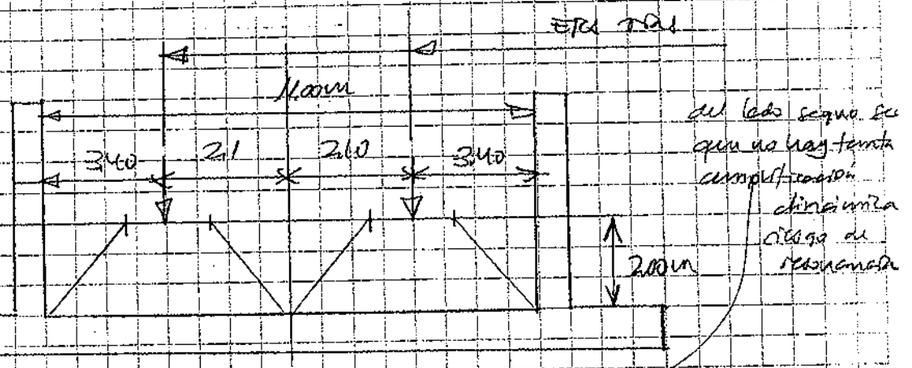
El pasillo condiciona en efecto local de los ejes que se cuantifican como repartida de 30 KN/m

2,38

Se reparte a 45°

$A_{total} = (1,60 \times 2 + 2 \times 2,00) \cdot 5,50\ m = 39,6$

$\rightarrow q = Q/A = \frac{8 \times 250}{39,6} = 18,94\ KN/m^2$



Coeficiente de clasificación α: $\alpha = 1,21$

Coeficiente de amplificación dinámica: Para 150 → $q = 1,15 \times 18,94$

(Vía con mantenimiento bueno) $q = 35,37$ KN/m

En todos los demás casos que no haya tenido en cuenta el coeficiente de amplificación dinámica debido a maniobras

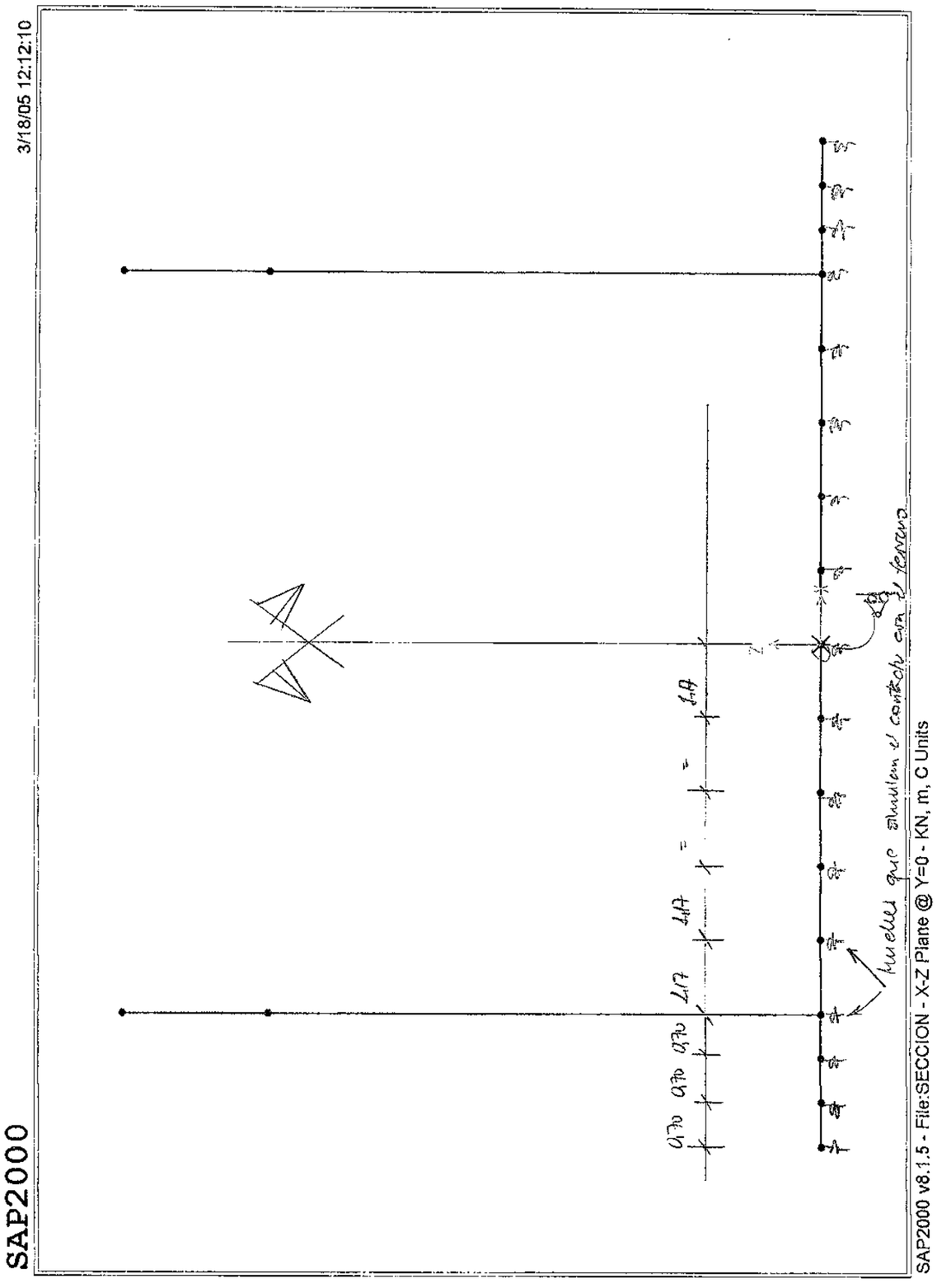
Can Tunnel 19-Mar-05

SUBPRESION:

h= 5.2m → pw = 52 kN/m² (a cada lado)

CARGAS PERMANENTES

h= 20 - 9.67 = 1.33 m
γ= 23 kN/m³
q= 30.59 = 31 kN/m²



VERIFICACIONES GEOTÉCNICAS.

Hipótesis:

a) Máxima reacción en los extremos:

COMB 2: $G_1 + G_{2\,tierras} + G_{2\,infr} \pm$ Tráfico a 1 lado + Efectos Sísmicos

Todos los carriles están comprimidos

σ_{max} ② = $\frac{155.06\ kN}{1.17\ m^2/m}$ = 132.52 kN/m² (1,32 kg/cm²)

σ_{max} ③ = $\frac{93.60\ kN}{0.70\ m^2/m}$ = 133.72 kN/m² (1,337 kg/cm²)

σ_{max} ⑤ = $\frac{124.95\ kN}{0.935\ m^2/m}$ = 133.64 kN/m² (1,336 kg/cm²)

σ_{max} ⑦ = $\frac{46.82\ kN}{0.35\ m^2/m}$ = 133.77 kN/m² (1,338 kg/cm²)

↑ OK! todas

Obs: Si tuviera en cuenta empujes del terreno: COMB 3

σ_{max} ⑤ = $\frac{56.34\ kN}{0.35\ m^2/m}$ = 160,97 kN/m² (1,61 kg/cm²)

↳ OK!

Verificación muy del lado seguro.

b) Máxima reacción en el centro:

COMB 4: $G_1 + G_{2\,tierras} + G_{2\,infr}$ + tráfico a cubos + Efectos Sísmicos + SC laderas

σ_{max} ① = $\frac{166.9\ kN}{1.17\ m^2/m}$ = 142.65 kN/m² (1,43 kg/cm²)

c) Reacción mínima sobre el terreno (en un extremo)

C1) COMB 5: $G_1 + G_{2\,tierras}$ + Subpresión + Esumergido + SC

está totalmente comprimido el terreno.

σ_{min} ⑨ = $\frac{15.13\ kN}{0.35\ m^2/m}$ = 43,2 kN/m² (0,043 kg/cm²)

C2) COMB 6: $G_1 + G_{2\,tierras}$ + Subpresión + Esumergido + $G_{2\,infr}$ + Tráfico a 1 lado + SC

σ_{min} ① = $\frac{20,83\ kN}{0,35\ m^2/m}$ = 59,5 kN/m² (0,06 kg/cm²)

El terreno está totalmente comprimido

No hay levantamiento! ↳ OK!

Tensiones medias máximas sobre el terreno:

COMB 7 $G_1 + G_{2\,tierras} + G_{2\,infr}$ + tráfico a cubos lados + SC laderas (El resto de acciones no tiene componente vertical)

R = 9.92.0	G_1		
331.70	$G_{2\,infr}$	A = 15,90 m²/m	
512	$G_{2\,tierras}$	σ_{media} = $\frac{2252,9\ kN}{15,90\ m^2/m}$	
2x1926	Tráfico	σ_{media} = 141,7 kN/m²	
32	SC laderas		
2252,9 kN	Total...	σ_{media} = 14,2 kg/cm²	

↑ Valor muy contenido OK!

DIMENSIONAMIENTO LOSA

1) Máximos positivos tramo transversales

COMB 7: 1,35 G_1 + 1,00 G_{tierra} + 1,50 $E_{tierras}$ + 1,35 $G_{2\,pavim}$ + 1,50 $tráfico$ a 1 lado + 1,50 SC

(1,50 $E_{tierras}$ suma)

M_d = 127,8 kN·m/m

h = 1,20 m | r = 0,07 m | A_s = 29,57 cm²/m → Ø25 a 0,20 + Ø16 a 0,40

(Dimensionamiento con programa BASIC)

$A_{s\,disp}$ = 29,57 cm²/m ; M_{rm} = 139,45 kN·m/m (CSA = 1,09 OK!)

x = 0,100 d → Falla dúctil

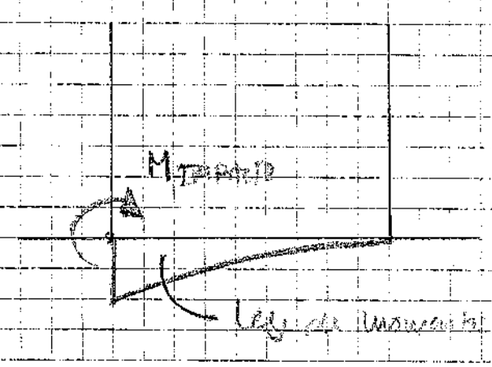
En situación accidental

COMB 8: 1,00 G_1 + 1,00 $G_{tierras}$ + 1,00 $E_{tierras}$ + 1,00 $G_{2\,pavim}$ + 1,00 tráfico + 1,00 SC

(1,00 $E_{tierras}$ suma)

M_d = 794,40 ± 568,53 = 862,93 kN·m/m ← No es limitante

Impacto en el lateral



2) Máximos positivos en ℄

COMB 9: 1,00 G_1 + 1,00 $G_{tierras}$ + 1,50 $G_{2\,pavim}$ + 1,50 $tráfico$ a ambos lados + 1,50 SC

(1,50 $E_{tierras}$ suma)

M_d = 436 kN·m/m → A_s = 9,05 cm²/m

Cuantía mínima para evitar falla frágil tramo de formación:

$A_s \geq 0,04\, b_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1,2 \cdot \frac{25/1,5}{434,8} = 18,4\ cm^2/m$

Se coloca con los Ø25 a 0,20 (= 24,55 cm²/m)

Momento último con Ø25 a 0,20

M_{rm} = 1171,35 kN·m/m

A tiene $M_d \leq 1170$ kN·m/m a 1,50 m del eje del lateral

→ Los Ø16 deben llegar hasta

1,50 + 1,20 + 0,40 = 3,10 m → Llevar hasta 3,50 m del eje de apoyo

En situación accidental

COMB 10: 1,00 G_1 + 1,00 $G_{tierras}$ + 1,00 G_2 + 1,00 $tráfico$ a ambos lados + 1,00 SC + 1,00 $E_{tierras}$ suma

El impacto se considera del lado seguro, como un momento positivo constante en todo el tramo → Muy del lado seguro es limitante

Momento último con Ø15 a 0,20 (situación accidental)

A_s = 24,545 cm²/m; U = 1,22725 kN/m; y = 0,275 m; z = d − y/2 = 1,092 m

M_{rm} = 1340 kN·m/m

→ Es superior al momento de diseño en el ejemplo → OK!

NO es limitante!

3) Máximo negativo en ℓ

COMB III: 1,35 G_1 + 1,50 $G_{terreno}$ + 1,50 H_{obra} + 1,00 $E_{tierra\ seca}$

M_{ud} = 899,19 KN.m/m

$A_s \geq$ 19,09 cm^2/m ← ℓ cubre con 2 ϕ16 a 0,20 (20,11 cm^2/m)

↳ Dimensionamiento con programa BA82

4) Máximo negativo punto de Nastal

COMB II: 1,00 G_1 + 1,50 $G_{terreno}$ + 1,50 SC + 1,50 $E_{tierra\ sumerg}$

M_{ud} = 340 KN.m/m ← cuantía mínima

Cuantías mínimas:

Losa: 1,8‰

A_c = 120 cm^2/m — $A_s \geq$ 2,16 cm^2/m → 10,8 cm^2/m en cada cara

↳ cubre con ϕ16 a 0,20

Muro Horizontal 3,2‰

A_c = 1,0 m^2 ; $A_s \geq$ 32 cm^2/m → 16 cm^2/m en cada cara

↳ ℓ cubre con ϕ20 a 0,20

Vertical 0,2%

A_c = 1,00 m^2; $A_s \geq$ 9 cm^2/m — en la cara comprimida (1/3)

$A_s \geq$ 3 cm^2/m ← a cubre con ϕ12 a 0,20

$l_b\ \phi_{12}$ = 30 cm — l_s = 0,52 m

$l_b\ \phi_{20}$ = 0,60 m — l_s = 1,20 m

$l_b\ \phi_{16}$ = 0,40 m — l_s = 0,80 m

en grupos de 2 barras l_s = 1,30 0,80 = 1,04 — Solape de 1,0 m

CORTANTE EN LOSA INFERIOR

(**) Cortante a L canto útil del eje del apoyo

(*) En el eje del apoyo del lado Izquierdo.

b = 1,00m

h = 0,20m

r = 0,07m

A_s = 29,57 cm²/m (20,11 cm²/m) (= fracción arriba)

Cortante último en agotamiento cortante

Hipótesis	V_d [kN/m] (*)	A_s [cm²/m]	V_{u_2} [kN/m]
COMB7	340,24	0	353,2
COMB7	276,77 + 66,45 = 343,33	0	353,2 ← ACCIDENTAL
COMB9	210,00	0	353,2
COMB10	224,7 + 66,45 = 291,12	0	353,2 ← ACCIDENTAL
COMB11	369,59 (**) (A_s = 20,11 cm²/m)	2,13 cm²/m/m	315,0 kN/m
COMB12	321,53 (**)	3,10 cm²/m/m	315,0 kN/m

Cuantía mínima a cortante

$4 \times 9 \cdot 02 \cdot b_w \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 1,00 \cdot \frac{25/1,5}{400} = 8,33$ cm²/m/m

↑ L c Φ12 a 0,80 x 0,30

A_s = 9,425 cm²/m/m (OK)

V_{u_2} = 647,5 kN/m (<< muy alto)

COMB11 ≯ hipótesis $V_d \leq 315$ kN/m a ≥ 200m de la cara del apoyo (incluye el desfase del ½ canto útil)

COMB12 ≯ hipótesis $V_d \leq 315$ kN/m a ≥ 2,00m de la cara del apoyo (incluye el desfase del ½ canto útil)

SEPARACIÓN MÁXIMA CERCOS

a) Hastiales: Por confinamiento biela hormigón

$V_{u1} = 4650$ kN/m

$V_d = 436.9$ kN/m → $V_d < \frac{1}{5} V_{u1} = 930$ kN/m

→ $s_t \leq 0.80d = 0.80 \cdot 0.93 = 0.744 \approx 0.30$m → OK!

Por fricción

$V_{cu} = 277.25$ kN/m

$(V_{rd} - 3V_{cu}) < 0$ → $s_t \leq 300$ mm (OK!)

b) Losa de cimentación

Por confinamiento biela hormigón

$V_{u1} = 5650$ kN/m

$V_d = 381.53$ kN/m → $V_d < \frac{1}{5} V_{u1} = 1130$ kN/m → $s_t \leq 0.80d \geq 300$ mm (OK!)

Por fricción

$V_{cu} = 264.04$ kN/m

$(V_d - 3V_{cu}) < 0$ → $s_t = 200$ mm ← (OK!)

ELS FISURACIÓN

a) Hastiales:

$M_{1k} = 742.6$ kN·m/m → $w_k = 0.24$ mm ← (OK!)

ambiente IIa

b) Losa de cimentación

$M_{1k,max} = 794.4$ kN·m/m → $w_k = 0.19$ mm ← (OK!)

ambiente IIa

Abertura de fisura característica → (OK!)

(Ver hoja excel adjunta)

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS U'es ENTRE RECINTO CAJÓN Y CRUCE P.S.
H. \LES

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	1	m		
As1=	31.42	cm2/m	ro1=	0.00323918
As2=	5.655	cm2/m	ro2=	0.00058299
d=	0.97	m		
d'=	0.07	m		
c=	0.03	m		
s=	0.1	m		
fi=	20	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.193	m
X=	0.187	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.016367381	m4
Iint=	0.083333333	m4

porcentaje= 19.64 %

ESFUERZOS:

mk=	742.6	kN·m
Sigma s=	260.482	MPa
m fis=	427.494	kN·m
Sigma sr=	149.952	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	31.42	cm2
Ac, ef=	0.25	m2
Epsilon sm=	0.000870793	
sm=	159.57	mm
wk=	0.24	mm

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS U'es ENTRE RECINTO CAJÓN Y CRUCE P.S.
LOSA DE CIMENTACIÓN

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	1.2	m		
As1=	29.57	cm2/m	ro1=	0.00261681
As2=	20.11	cm2/m	ro2=	0.00177965
d=	1.13	m		
d'=	0.07	m		
c=	0.03	m		
s=	0.2	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.170	m
X=	0.193	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.021664009	m4
Iint=	0.144	m4

porcentaje= 15.04 %

ESFUERZOS:

mk=	794.4	kN·m
Sigma s=	252.180	MPa
m fis=	615.591	kN·m
Sigma sr=	195.418	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	29.57	cm2
Ac, ef=	0.3	m2
Epsilon sm=	0.00050436	
sm=	226.82	mm
wk=	0.19	mm

Cálculos Tramo Cruce Paso Superior

PK. 707 + 830.00 a 707 + 932.82

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL TRAMO DE CRUCE CON EL PUENTE DEL RAMAL DE LA RONDAL LITORAL. PK: 707+830,00 a 707+932.82

PANTALLAS Y MUROS

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 28 de enero de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON EL PUENTE DEL RAMAL DE LA RONDA LITORAL.

PANTALLAS.
DESDE P.K: 707+830 HASTA P.K: 707+932.82

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata del cruce de la traza del Falso Túnel de Can Tunis con el Puente del ramal de la Ronda Litoral, entre los PK's 707+830 y 707+932.82 de la traza, con una rasante ascendente de pendiente constante y un trazado en planta sobre diferentes alineaciones curvas.

Los principales condicionantes en el diseño de este tramo resultan de la escasez de espacio para la ejecución de pantallas en las proximidades del estribo y del encepado de la primera pila del puente (existen limitaciones por acercamiento a las estructuras existentes y por disponibilidad de gálibo bajo vigas). Para facilitar el cruce se realizó una ligera modificación del trazado en planta en el tramo final del Falso Túnel, de modo que se evita tener que desmontar parte de la aleta de Suelo Reforzado del estribo del Puente. El presente diseño ya tiene en cuenta la modificación de las alineaciones en planta comentadas.

Este tramo no cuenta con cubierta pero, con la intención de reducir los movimientos en las pantallas próximas a la estructura, éstas se recrecen con muros que permiten disponer una fila de puntales definitivos por encima del gálibo estricto. Esta fila de puntales definitivos permite, además, controlar los esfuerzos sobre las pantallas en construcción, lo que se traduce en menores cantos necesarios y longitudes más ajustadas. Los muros recrecidos actuarán como viga de atado de las pantallas.

En todo el tramo se plantea una preexcavación que permite aumentar el gálibo disponible para el trabajo bajo vigas (excavación y montaje de jaulas de armado por tramos de longitud máxima de 7.0 m)

El tramo se divide en tres subtramos, cuyas especiales características vienen condicionadas por los diferentes grados de aproximación a estructuras existentes y por la disponibilidad de espacio para el trabajo:

- **Tramo 1-2:** desde el PK: **707+830 al 707+845.**

En este tramo no existen restricciones importantes en cuanto a ejecución de los bataches y la influencia del terraplén adyacente es mínima (si bien, sí se ha considerado en la verificación y dimensionamiento de las pantallas). En este tramo las pantallas tienen la misma longitud en ambos márgenes de la traza.

- **Tramos 2-3 y 3-4**: desde el PK **707+845 al 707+880** y desde el PK **707+880 al 707+932.82** respectivamente.

En estos tramos existen limitaciones importantes por producirse en él el máximo acercamiento al terraplén y a la cimentación, profunda, de la primera pila intermedia. La mayor parte del tramo discurre, además, bajo las vigas.

En las zonas de máximo acercamiento al terraplén no se realiza preexcavación alguna, de modo que se minimice el riesgo de movimientos en la cimentación del mismo. La zona sin preexcavación debe limitarse al tramo 707+845 a 707+864.7 (margen izquierdo), puesto que bajo las vigas (707+864.7 en adelante) es necesario disponer del espacio adicional, ganado a base de preexcavación, para poder montar las jaulas de armado.

En el margen derecho, en las proximidades de los encepados de la cimentación del puente, se ejecutarán las pantallas con bataches de 1.8 m de longitud máxima, de modo que se afecte lo mínimo posible al funcionamiento de los micropilotes durante la excavación, aun a costa de una disminución considerable del rendimiento en la ejecución de los mismos. Por el mismo motivo anteriormente expuesto, se fija un mínimo de tres días entre el hormigonado de un batache y la excavación del siguiente (cuando ambos afectan al mismo encepado).

Según los datos disponibles sobre el puente existente, la geometría de la cimentación profunda sería la que se muestra en el esquema adjunto, en el que puede apreciarse como los micropilotes quedan muy cercanos y muy por encima de la excavación del batache. El terreno en el que se apoyan los micropilotes quedará completamente descomprimido tras la excavación del batache, de modo que los micropilotes afectados por dicha excavación dejarán de contribuir en la resistencia frente a esfuerzos verticales. Un batache de 1.8 m de longitud requiere de una excavación de 2.6 m, lo que supone un 16%, aproximadamente, de la longitud total del encepado, y la afectación de entre 2 y 3 filas de micropilotes, por lo que, salvo estudios más detallados, no se recomienda sobrepasar este límite a menos que se tomen las medidas oportunas para la estabilización del terreno entorno a los micropilotes.

A pesar de todas las medidas adoptadas para la ejecución de las pantallas en este tramo, y teniendo en cuenta la deformabilidad propia de las pantallas durante el proceso de excavación interior, resultará inevitable la aparición de asentamientos en las cimentaciones de la pila intermedia. Estos asentamiento no tienen influencia estructural en el puente, puesto que se trata de un tablero isostático de vigas prefabricadas simplemente apoyadas, aunque pueden producir movimientos de la junta de calzada o en la losa de continuidad si el tablero es semicontinuo. La única

manera de evitar estos asentamiento pasa por una estabilización el terreno de rigidez tal que no se vea afectada por la excavación del terreno entre pantallas

En estos tramos, la desigualdad de cargas que actúan sobre las pantallas del margen derecho y del margen izquierdo hace que sean de diferente profundidad. Además de las presiones de tierras y aguas del terreno natural, las pantallas del margen izquierdo deben soportar las presiones generadas por el terraplén del ramal de la Ronda Litoral (10.5m de altura de tierras + reacción del tablero sobre el cargadero), mientas que las pantallas del margen derecho sólo se ven sometidas a la acción adicional de la reacción sobre el encepado. Esta disminución de profundidad de las pantallas del margen derecho permite agilizar considerablemente su ejecución, lo que supone una ventaja nada despreciable dadas las especiales restricciones de espacio en el tramo de cruce con el puente.

En todos los casos, el apoyo de los puntales definitivos sobre los muros se realiza a través de una viga de 1.50 m de canto horizontal, que permite la correcta introducción y reparto de la reacción de los puntales en los alzados de pantallas y muros.

A partir del PK 707+932.82 deja de influir la presencia del terraplén y del encepado del puente, de modo que se puede optimizar el diseño de las pantallas. En dicho tramo las pantallas serán de unos 13.0 m de longitud total, sin muros recrecidos y sin puntales definitivos (solo son necesarios puntales provisionales durante construcción).

Dada la variabilidad de geometrías y armados en el tramo presente, se resume a continuación una breve explicación de la nomenclatura empleada en los planos para la zonificación.

Se diferencian 3 tramos, que se han venido a denominar **Tramo 1-2**, **Tramo 2-3** y **Tramo 3-4**. En los tramos 2-3 y 3-4 se diferencian las pantallas del **margen derecho** de las del **margen izquierdo**. De esta doble división resultan las siguientes zonas: *"Pantallas del tramo 1-2"*; *"Pantallas del margen derecho del tramo 2-3"*; *"Pantallas del margen izquierdo del tramo 2-3"*; *"Pantallas del margen derecho del tramo 3-4"* y *"Pantallas del margen izquierdo del tramo 3-4"*. Además, dentro de los tramos 2-3 y 3-4 se diferencian los tramos de pantallas, del margen derecho y/o del margen izquierdo, que pueden ejecutarse **a cielo abierto** o que se tienen que ejecutar **bajo vigas**.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS Y SERVICIOS EXISTENTES.

Todo el tramo viene condicionado por la existencia de un puente de vigas que da paso a un ramal de Ronda Litoral sobre la traza del Falso Túnel de Can Tunis y sobre las vías generales de RENFE.

En el momento de la realización del diseño de este tramo **no** se dispone del Proyecto "As Built" de este puente, por lo que se ha realizado un dimensionamiento aproximado del mismo (a partir de catálogo) en base al cual poder estimar la reacciones sobre la cimentaciones del mismo.

Las características de la cimentación profunda facilitadas por la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra son las que se indican el esquema adjunto al final de la memoria y, a falta del Proyecto "As Built", son las que se han tenido en cuenta para diseño del procedimiento de excavación de bataches.

En el tramo objeto de estudio no se han encontrado interferencias con servicio alguno, por lo que no serán necesarios desvíos ni reposiciones. Al no haber interferencias tampoco se condicionan las fases de ejecución.

2.2 TERRENO.

Todos los parámetros que intervienen en el cálculo de esfuerzos y movimientos de las pantallas son los mismos que se emplearon en el Tramo de Prueba (PK: 706+680 a 706+980), que a su vez coinciden con los considerados en el Proyecto Original. Pueden resumirse en:

- Hasta la cota z=1.00m: Rellenos antrópicos
  - · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  - · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  - · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.333
  - · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.500
  - · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.000
  - · Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  - · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=30°
  - · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.00 en activo y en pasivo
  - · Coeficiente de balasto del terreno: 1000Tn/m^3

- Hasta la cota z=-7.00m: Acuífero superior
  - · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  - · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  - · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.2683
  - · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.4554
  - · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.3921
  - · Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  - · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=33°
  - · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  - · Coeficiente de balasto del terreno: 2500Tn/m^3

- Hasta la cota z=-28.00m: Limos entre acuíferos
  - · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  - · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  - · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.3311
  - · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.5305
  - · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=2.7698
  - · Cohesión: 0.50Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  - · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=28°
  - · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  - · Coeficiente de balasto del terreno: 2000Tn/m^3

2.3 DETALLES TIPO.

Para las dimensiones y detalles tipo de la infraestructura de vía se han respetado las especificaciones del proyecto original. La definición estructural de las pantallas de este tramo se ha realizado con la rasante modificada (gálibo de 6.00m).

2.4 NIVEL FREÁTICO.

Tal y como se especifica en el proyecto original, se dimensiona la estructura para una posible subida del NF hasta la cota +2.0 por un carrera de marea extrema. Si bien el NF normal se ha considerado a la cota z = +0.50 m.

El procedimiento constructivo requiere de unos achiques de agua entre hastiales para permitir la excavación interior del recinto. Para la acción del agua durante construcción se han considerado leyes de presión de agua análogas a las que se consideraron en el tramo de pruebas (pero manteniendo el nivel de agua entre las pantallas a la cota de máxima excavación), de modo que debe respetarse el mismo esquema de bombeo de agua que se ha definido para ese tramo. Las presiones de agua consideradas pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

3. NORMATIVA CONSIDERADA.

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se han seguido las especificaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE.

Para la definición de acciones en terraplenes adyacentes a las estructuras, así como para las cargas del impacto de vehículos contra la estructura, se han seguido las especificaciones de la Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera IAP.

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de las pantallas de este tramo de la traza han sido:

- La acción de las tierras: Pesos y empujes.
- La acción del agua: Empujes.
- Posible sobrecarga en el terraplén adyacente a la estructura. (según IAP)
- Acciones transmitidas al terreno por el Puente Existente

Asimismo, se ha tenido en cuenta el procedimiento constructivo evolutivo, tomando para cada una de las fases intermedias el esquema estático real y se han obtenido los esfuerzos en cada fase como suma de los esfuerzos que aparecen en todas y cada una de las fases intermedias previas a ella.

El dimensionamiento y verificación final de la estructura tiene en cuenta los esfuerzos y movimientos aparecidos a lo largo de todo el procedimiento constructivo, de modo que se garantice el correcto funcionamiento de la misma en cada una de las fases por las que debe pasar hasta alcanzar el estado de entrada en servicio.

Dada la asimetría de cargas en los tramos 2-3 y 3-4, y dada la reducción de longitud de pantallas en el margen derecho, éstas requieren de un doble cálculo. Una vez calculadas las pantallas del margen izquierdo se realizan las siguientes comprobaciones sobre las pantallas del margen derecho.

- En primer lugar se calculan con el procedimiento habitual, disponiendo los puntales y realizando las excavaciones intermedias a las cotas correspondientes.
- En segundo lugar se introducen como acciones (fuerzas) sobre las pantallas las cargas de los puntales obtenidas de la verificación y dimensionamiento de las pantallas del margen izquierdo.

El comportamiento real será intermedio entre los mostrados para las hipótesis anteriormente descritas.

Se realizan las verificaciones geotécnicas sobre ambas variantes y el armado de las pantallas se realiza con la envolvente de esfuerzos de ambas hipótesis de funcionamiento.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:
- Hormigón pantallas: HA-25
- Hormigón muros recrecidos HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control:

- Materiales: Hormigón: control estadístico
  Acero pasivo: normal
- Ejecución: intenso

4.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

Todo el cálculo de esfuerzos y movimientos en las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Dicho programa permite simular el procedimiento constructivo evolutivo, las propiedades del terreno por estratos, las presiones de agua, los diferentes esquemas estáticos que aparecen a lo largo del procedimiento constructivo, etc.

Los resultados más relevantes obtenidos del análisis de las pantallas se presentan a modo de resumen en la Nota de Cálculo incluida en esta memoria.

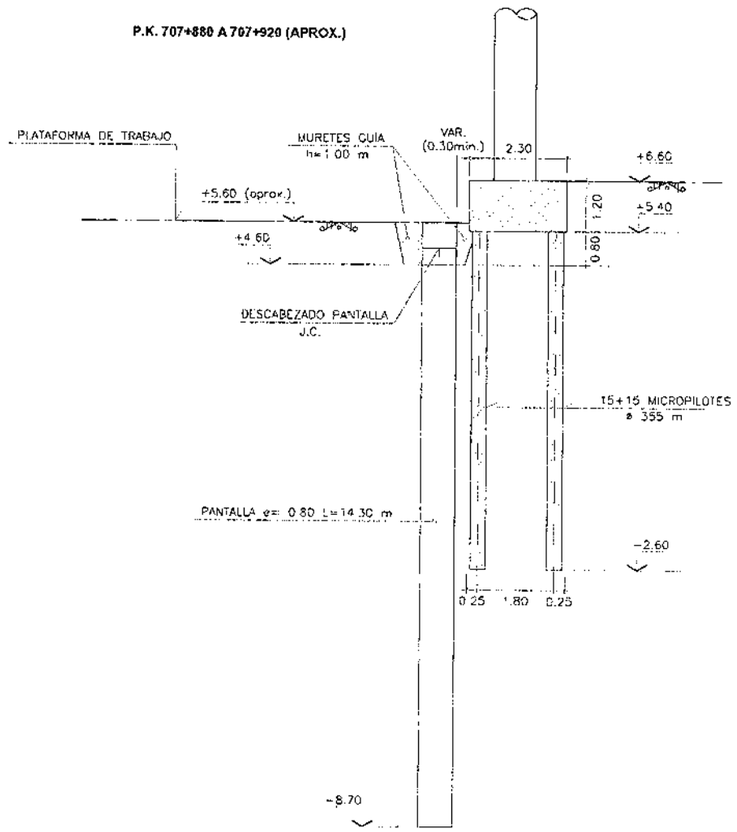
5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

En este tramo se plantea un procedimiento constructivo para la excavación interior del falso túnel con un nivel de puntales intermedio (Puede consultarse un esquema del procedimiento constructivo en el apartado "PLANOS" de este documento, en el que se definen las cotas de excavación intermedia, las cotas de los puntales definitivos y provisionales, etc). Para los diferentes tramos de ejecución de las pantallas se ha tenido en cuenta el recrecido del muro y el momento en que éste se ejecuta.

Para el procedimiento constructivo descrito se realiza una verificación y dimensionamiento de las pantallas (verificación de tensiones en el terreno y fracción del empuje pasivo máximo movilizado, control de movimientos teóricos y dimensionamiento de las pantallas frente a los estados límites últimos de flexión y cortante), que puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis estructural de las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, están escritos en BASIC y están basados en el libro HORMIGÓN ARMADO de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré.



Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

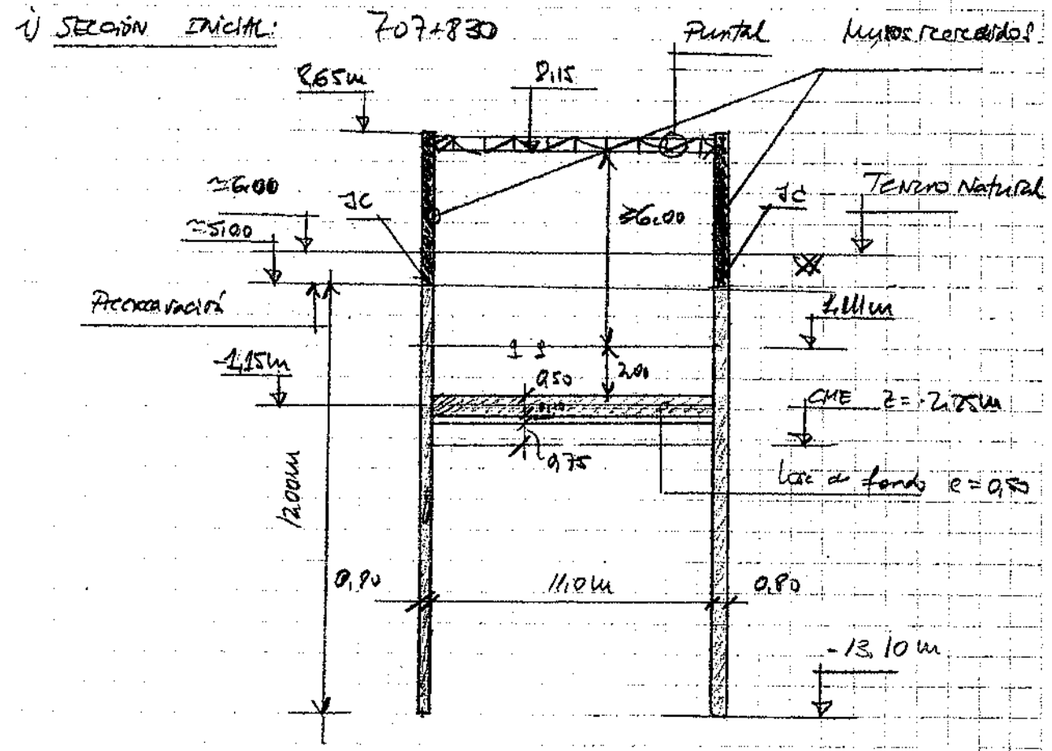
Barcelona, a 28 de enero de 2005

NOTA DE CÁLCULO

CRUCE PUENTE

Tramo 1-2 PK's 707+830 a 707+845.

1) SECCIÓN INICIAL: 707+830

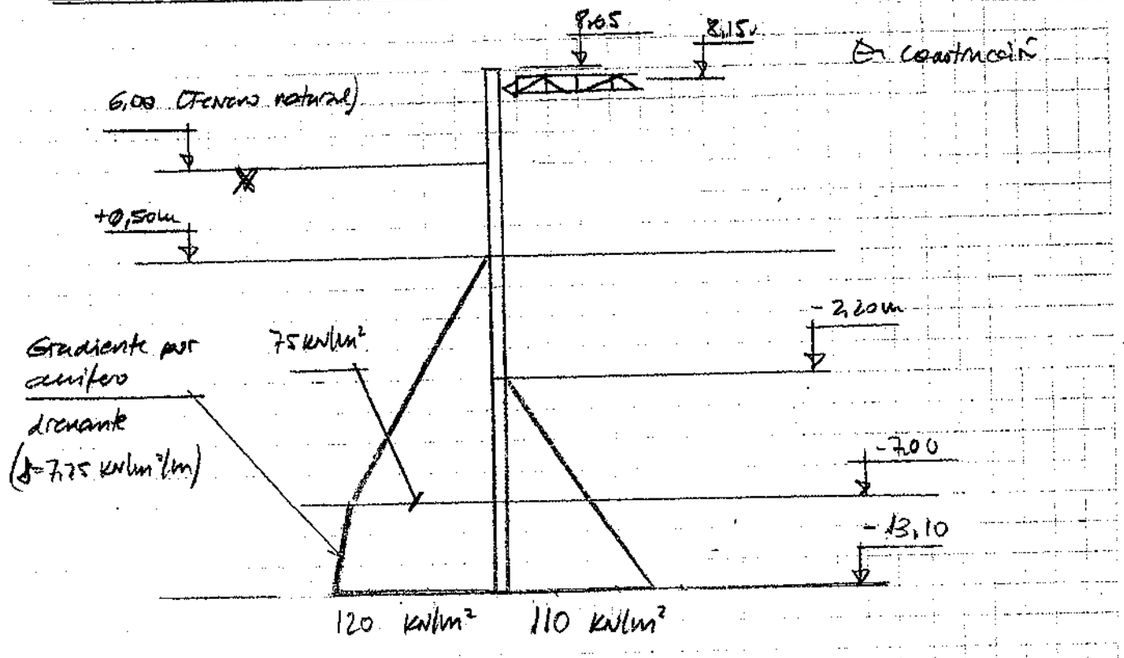


Zcoronc = 4,11 m

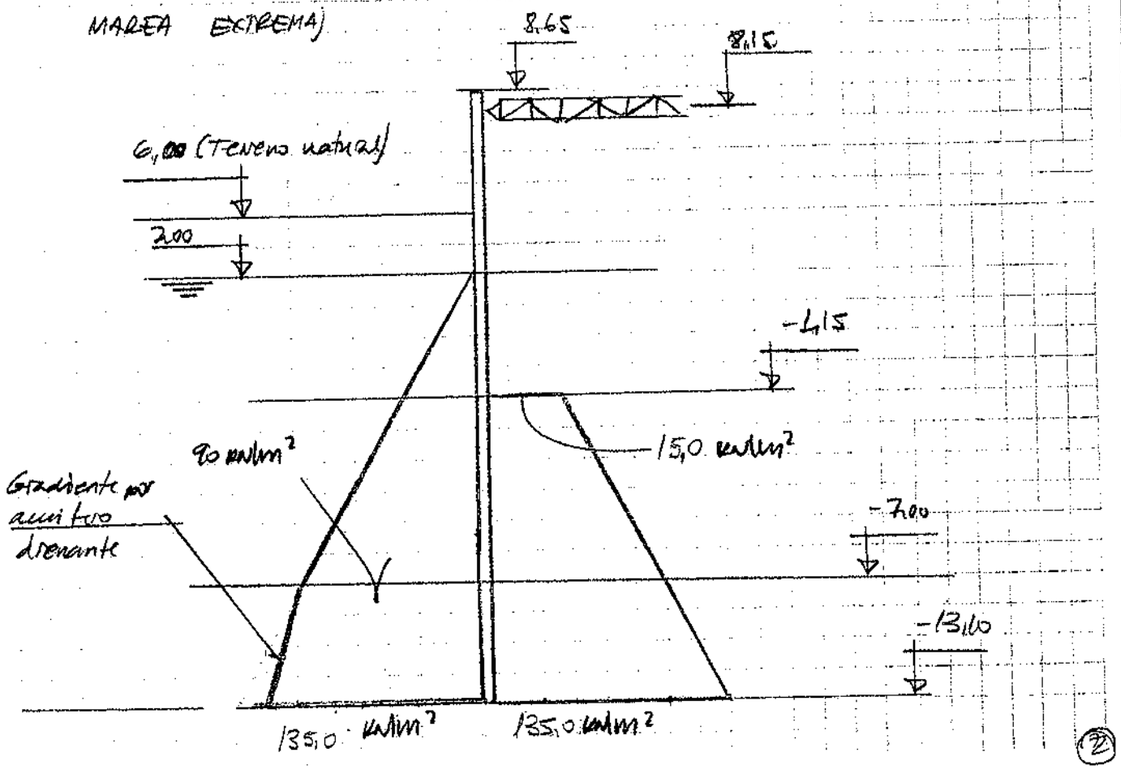
Pantallas e = 0,80m

Arcillas Rías CRUCELM2.RD

LEYES DE PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS



PRESIONES DE AGUA EN ESTADO DEFINITIVO (SUBIDA NE POR CARRERA DE MAREA EXTREMA)



RIGIDECES:

* Puntales: A falta de un cálculo más detallado se estima que los puntales pueden ser 2HEB800

$$K = \frac{EA}{\ell} = \frac{21 \cdot 10^3 \cdot 298 \cdot 10^{-4}}{5{,}50} = 1137{,}82 \text{ kN/m/puntal}$$

$A = 2 \cdot 149 \text{ cm}^2 = 298 \text{ cm}^2/\text{m}$

$E = 21 \cdot 10^3$ MPa

$\ell = 5{,}50$ m ($H/2 = 5{,}80$ m)

Disponiendo puntales cada 2,50m $K_{puntal} = \frac{1137{,}82 \text{ kN/m}}{2{,}50 \text{ m}} = 455{,}13$ kN/m/m

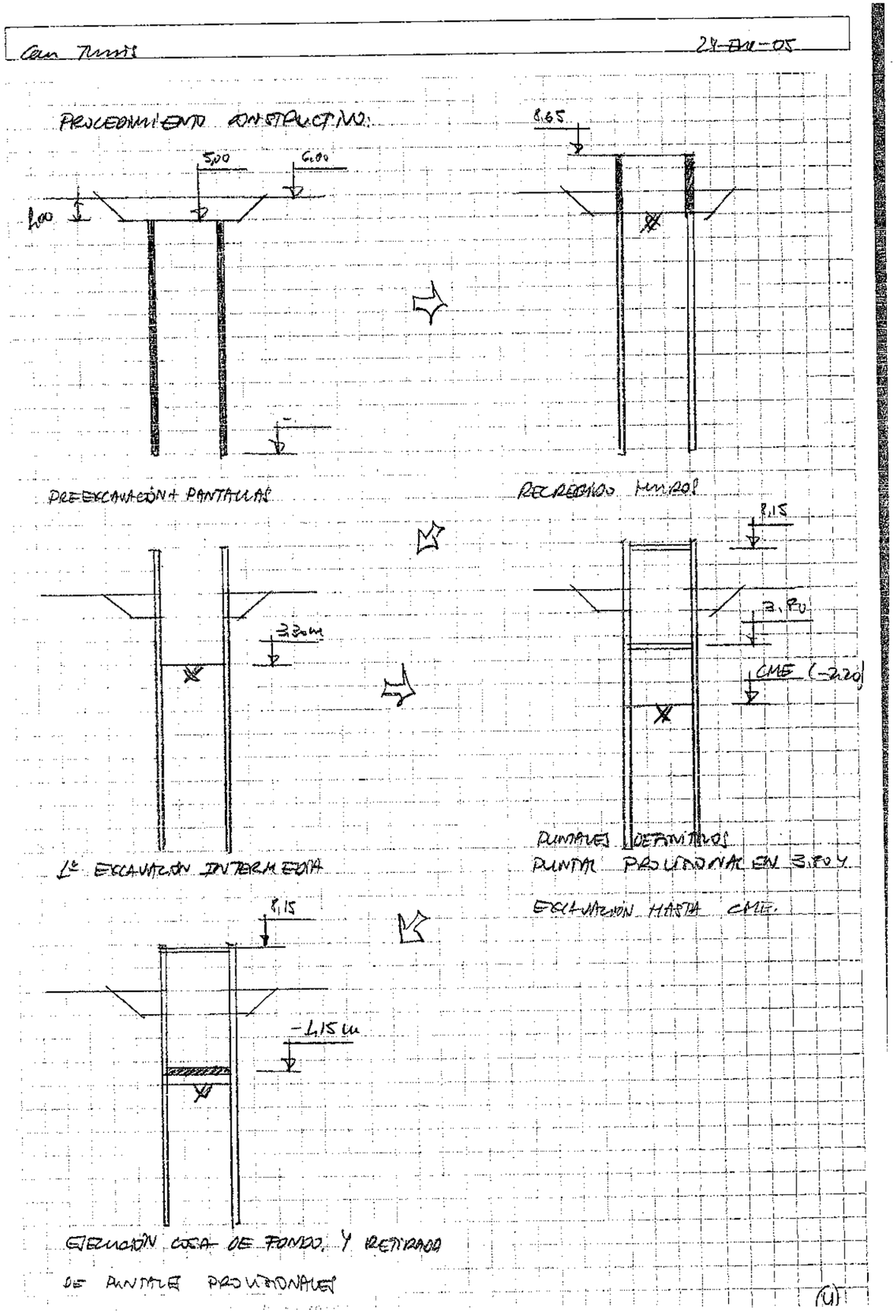
$K_{puntal} = 45500$ Tn/m/m

* Losa de fondo:

$A = 0{,}50 \text{ m}^2/\text{m}$; $E = 27264$ MPa

$$K = \frac{EA}{\ell} = \frac{27\,264 \cdot 0{,}50}{11/2} = 2478 \text{ MN/m/m} \approx 248{,}0 \text{ MN/m/m}$$

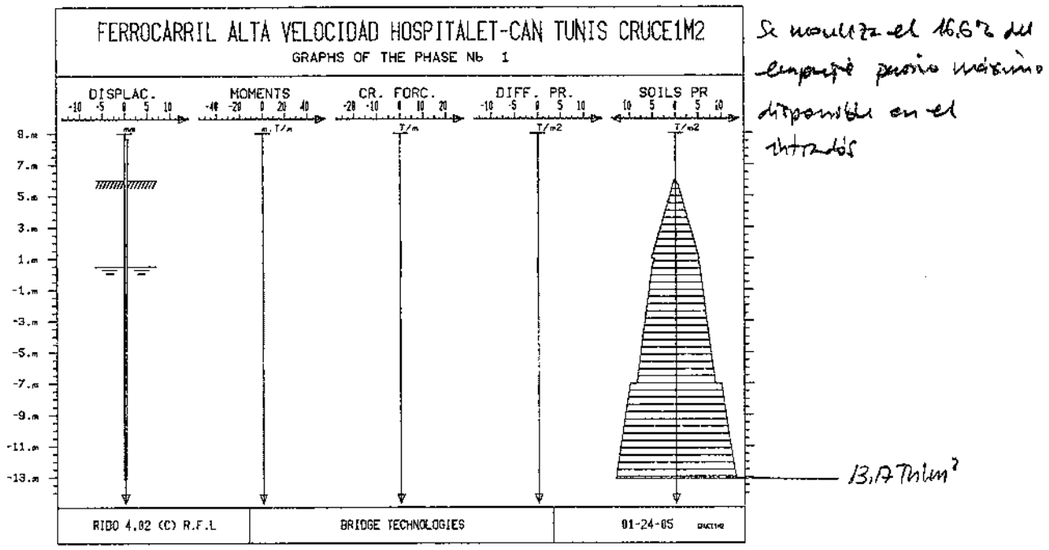
$K_{losa} = 248000$ Tn/m/m



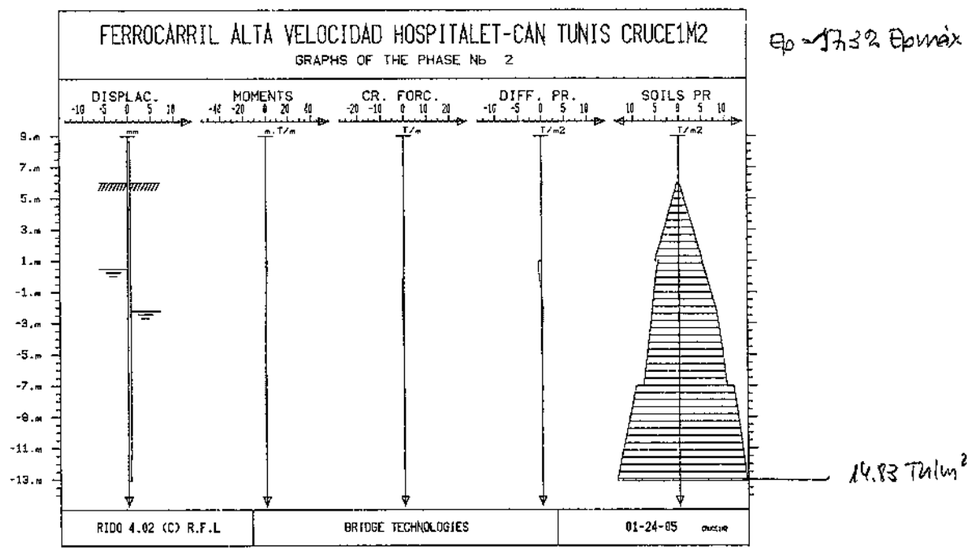

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE1M2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 1-2 SECCION INICIAL 707+830
* EXCAVACION CON PUNTALES PROVISIONALES
8.65✓
-13.1 0.8^3*2.726E6/12✓ — Pantallas e=0.80m
6.0✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0    2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
SUB(1,1) 6.0 0.0 35.0 1.0✓
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -13.1 12.0✓
WAT(2) -2.2 0.0✓
WAT(2) -13.1 11.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA
EXC(2) 3.3✓
CAL ✓
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
(1) — STR 8.15 1.0 0.0 0.0 45500.0✓
(2) — STR 3.8 1.0 0.0 0.0 45500.0✓
EXC(2) -2.20✓
CAL✓
* ETAPA 4: EJECUCION DE LA LOSA DE FONDO
* Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -1.15 1.0 0.0 0.0 250000✓
STR(0,2)✓
CAL✓
* ETAPA 5: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -13.1 13.5✓
WAT(2,1) -1.15 0.0 1.5✓
WAT(2) -13.1 13.5✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

CRUCE CON EL PASO SUPERIOR (RAMAL DE LA RONDA LITORAL)
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
SECCIÓN INICIAL 707+830

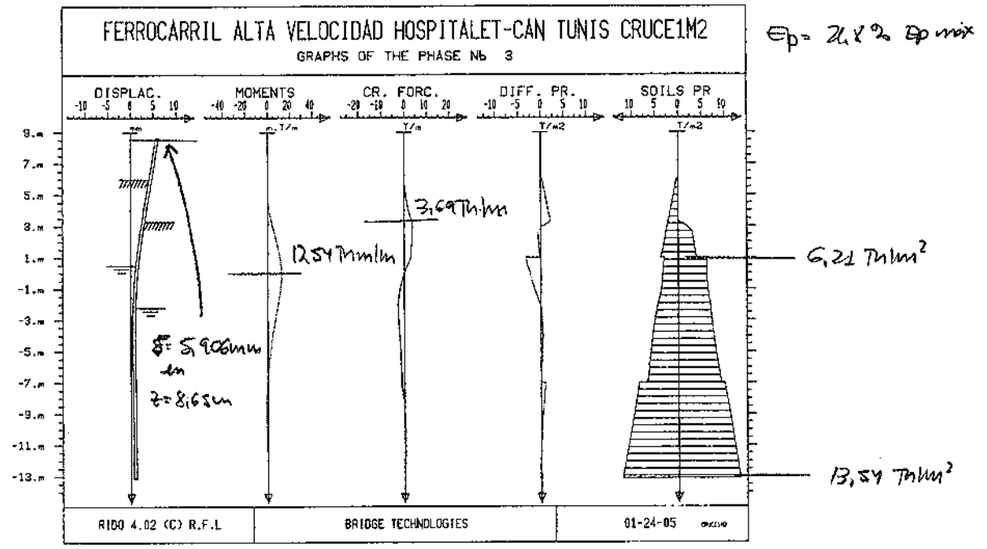
ESTADO PREVIO:



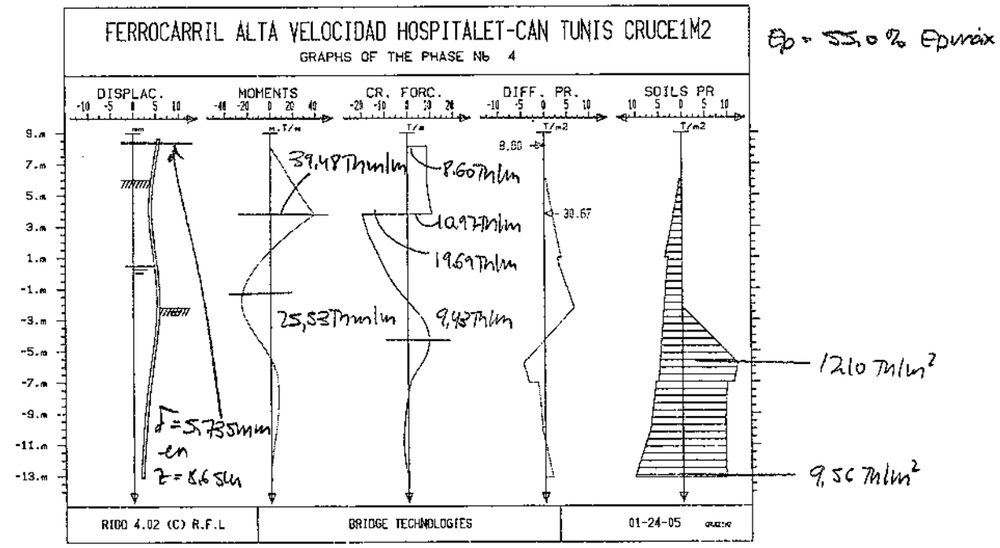
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



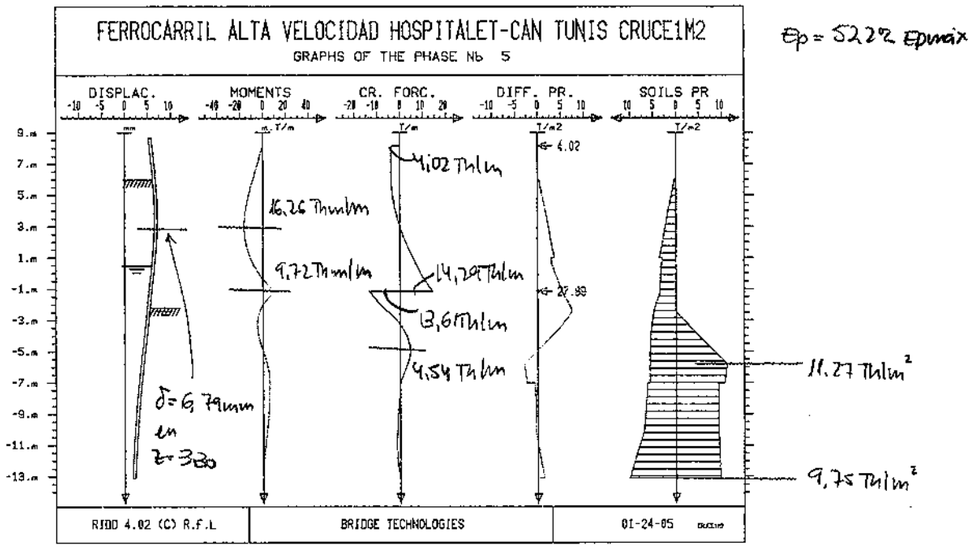
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA:



PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:

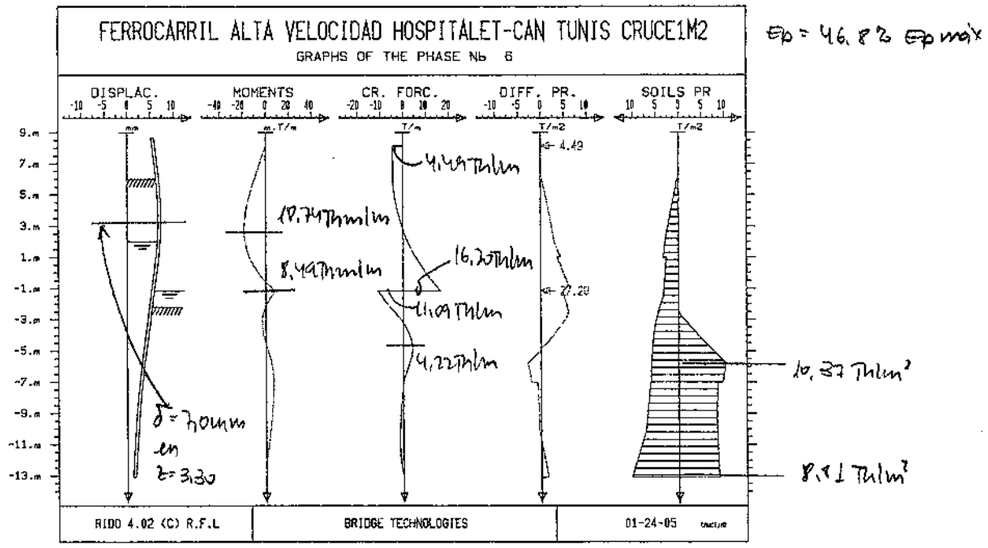


EJECUCIÓN DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES:



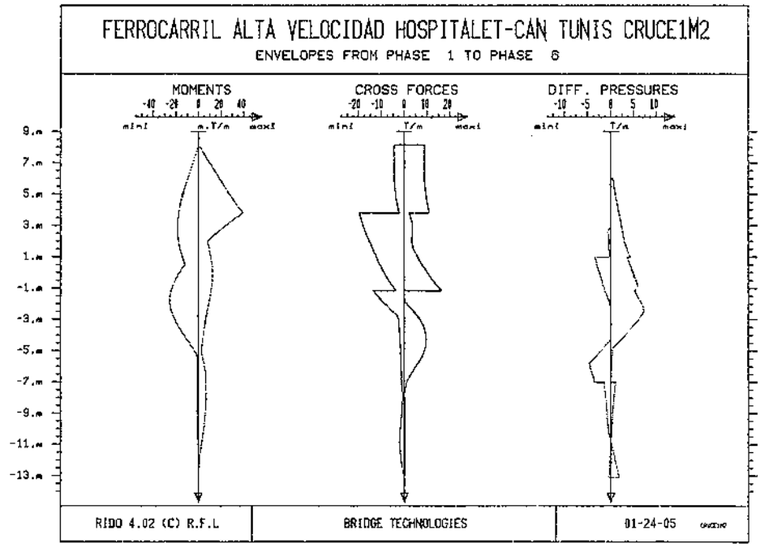
Ep = 522% Epmax

SUBIDA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



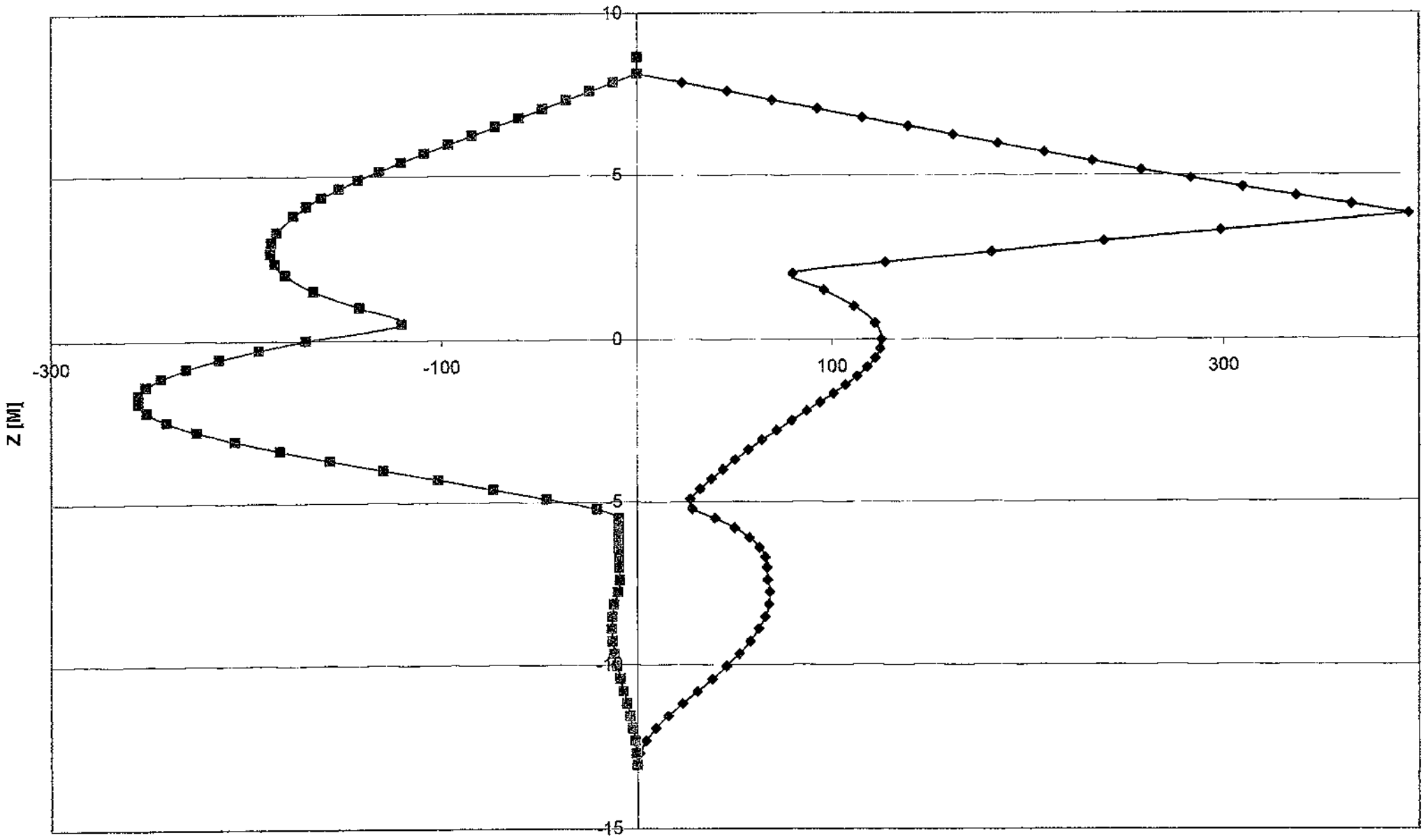
Ep = 46,83 Epmax

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



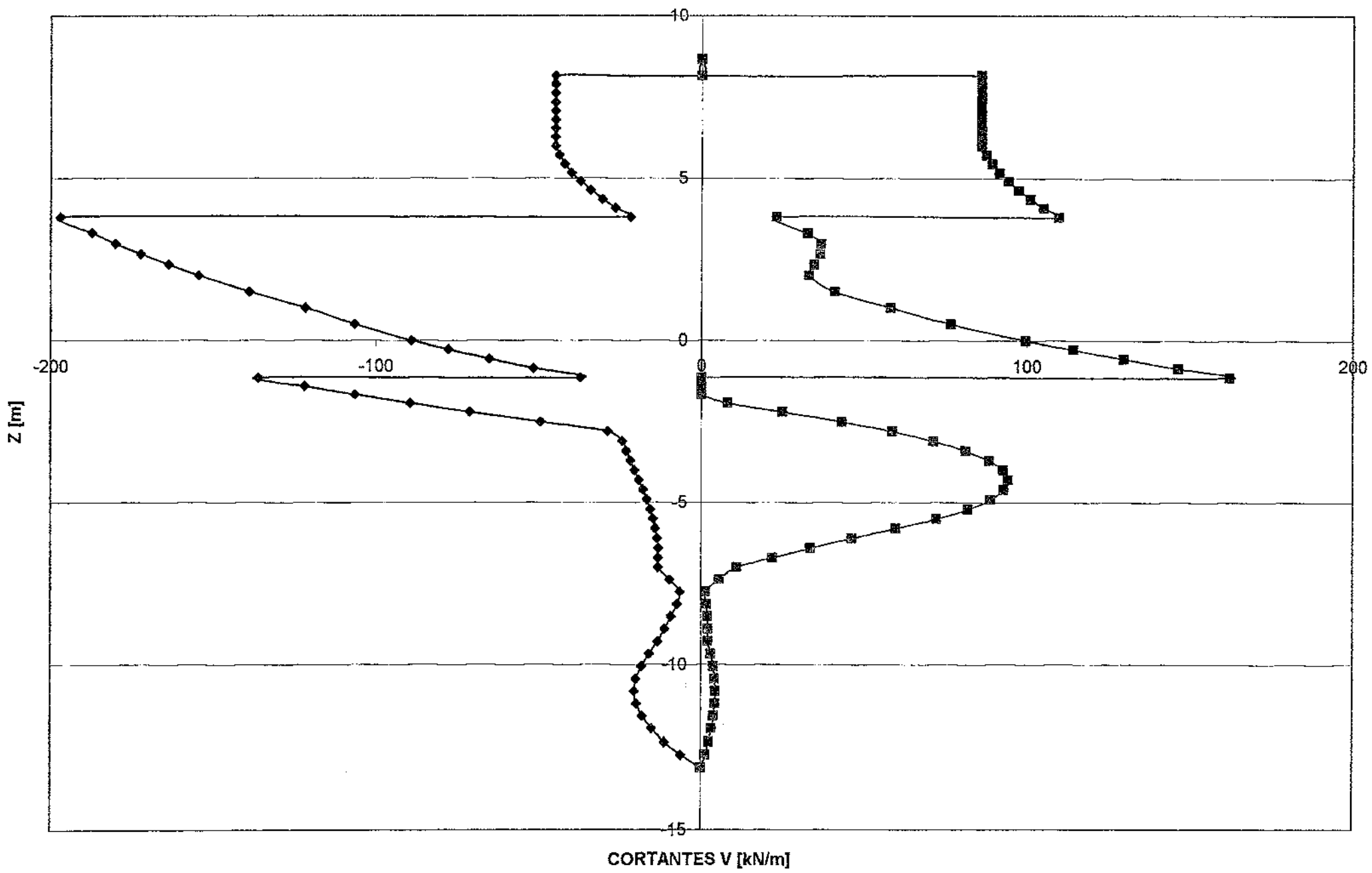
(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES Sección INICIAL



CRUCE PASO SUPERIOR TRAMO 1-2 MODIFICADO
24/01/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES Sección INICIAL

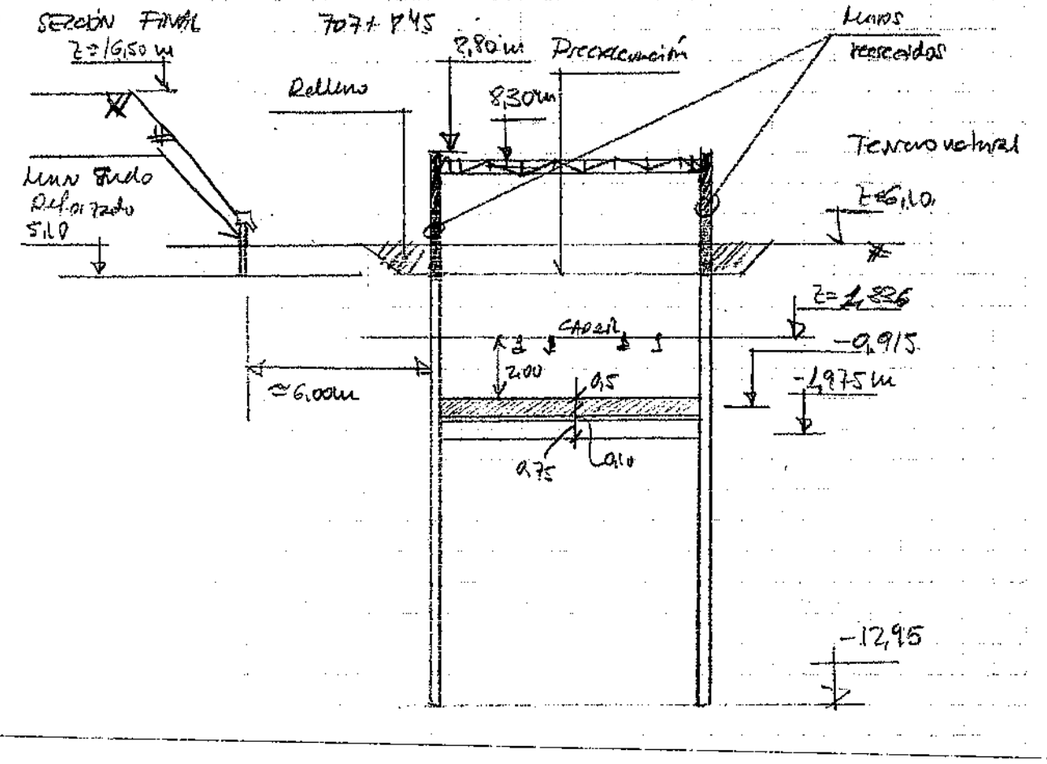


CRUCE PASO SUPERIOR TRAMO 1-2 MODIFICADO
24/01/2005

CAUCE DERECHO:

Tramo 1-2

1ij SECCIÓN FINAL 707+845

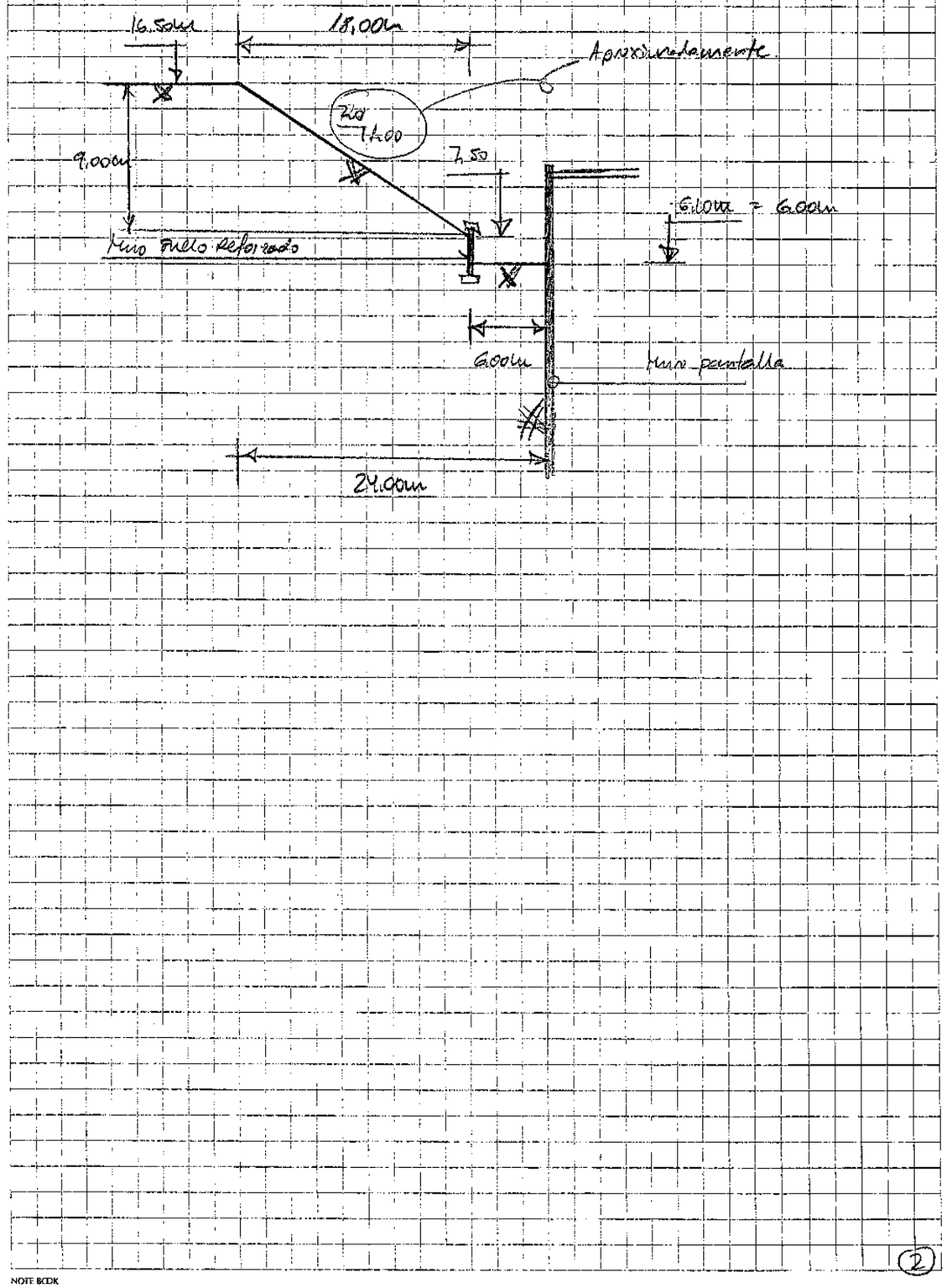


Ardmo RDo

CAUCE 2 M2. RD

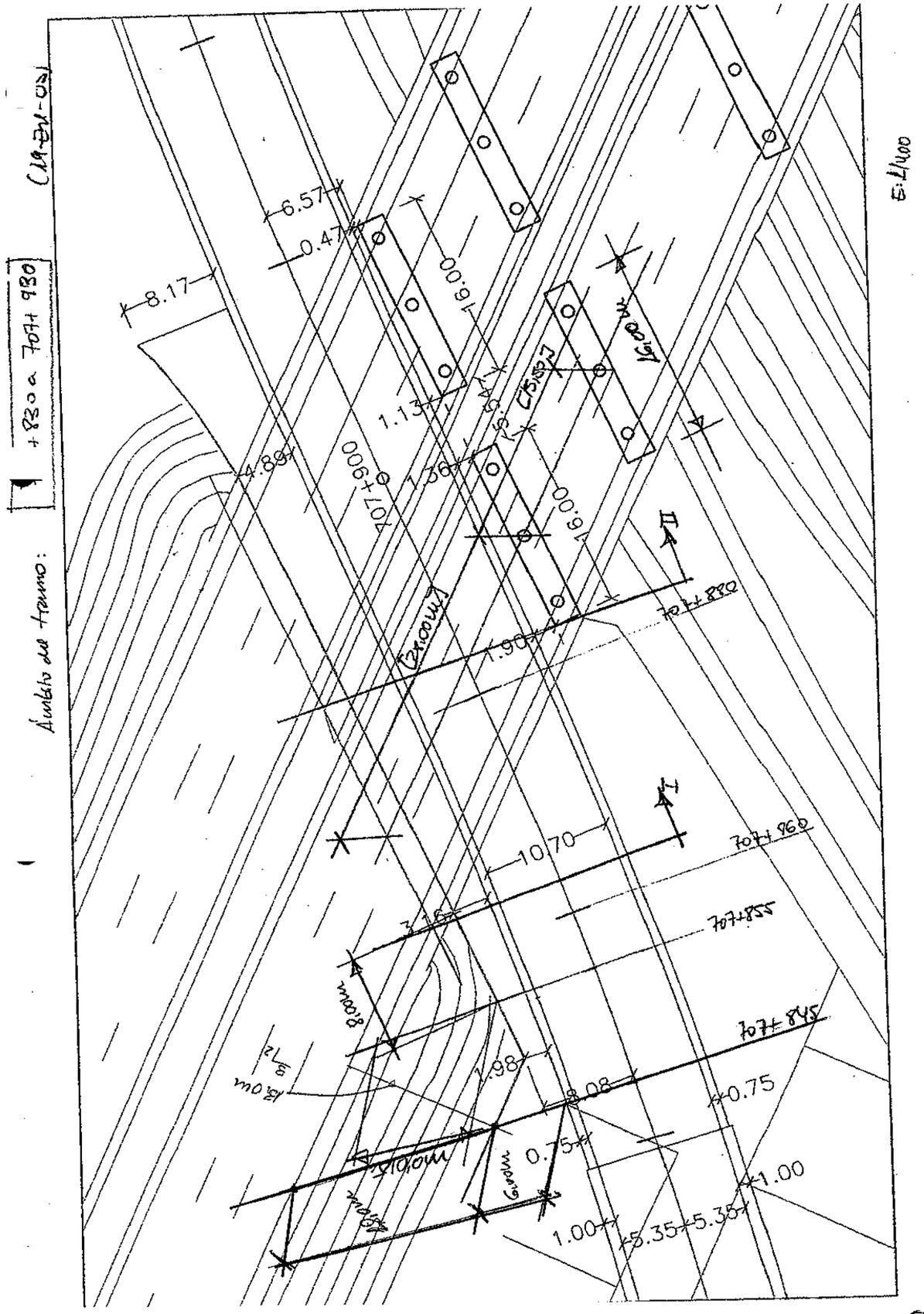
(1)

TERRAPLÉN (Dr PK: 707+845)



NOTE BCDK

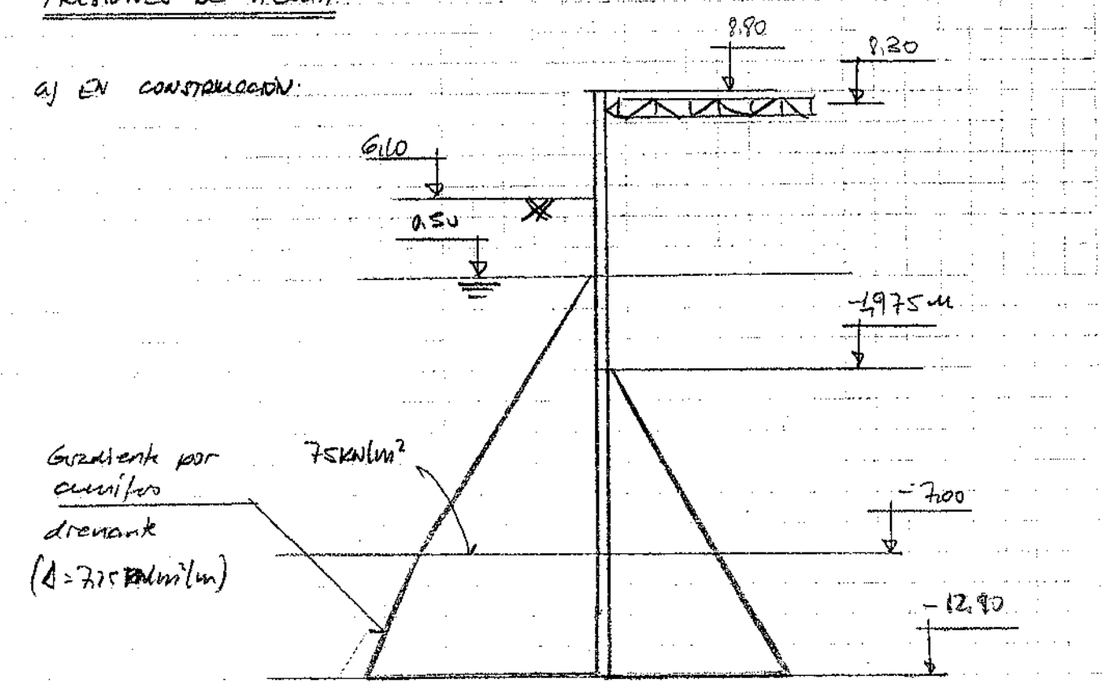
(2)



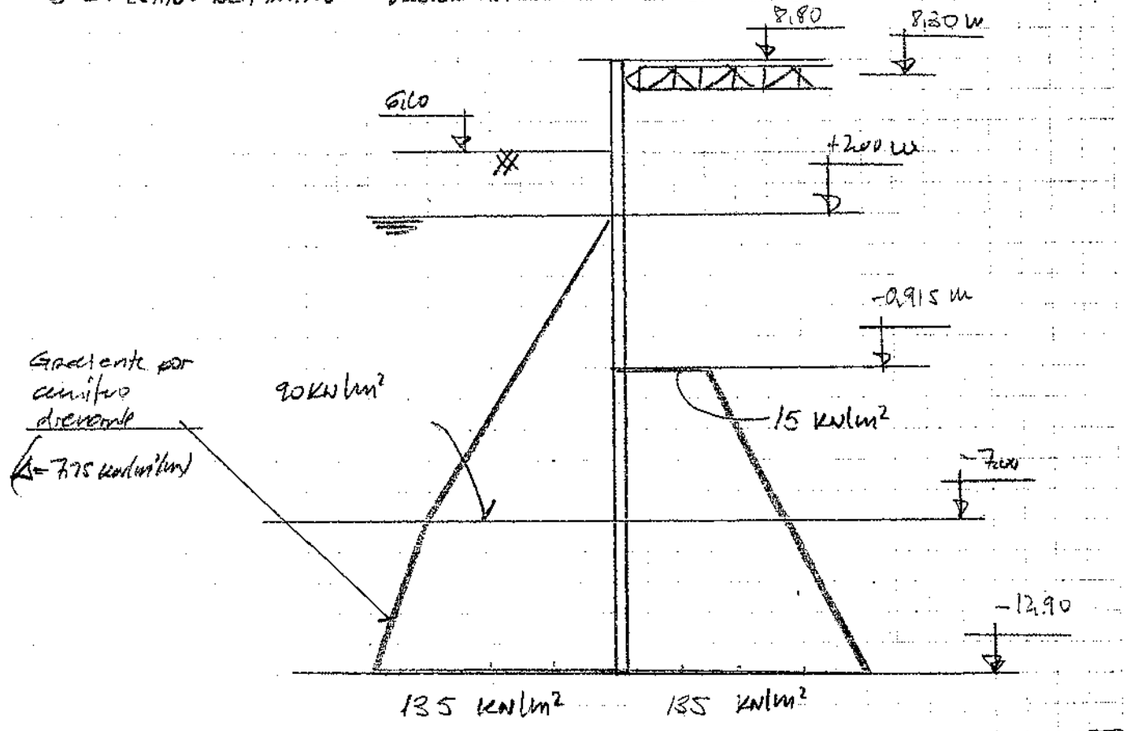
③

PRESIONES DE AGUA:

a) EN CONSTRUCCIÓN:



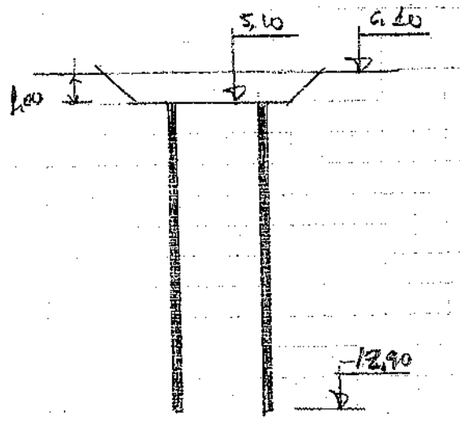
b) EN ESTADO DEFINITIVO: SUBIDA MÁXIMA NF POR CARGA DE MASA EXTREMA



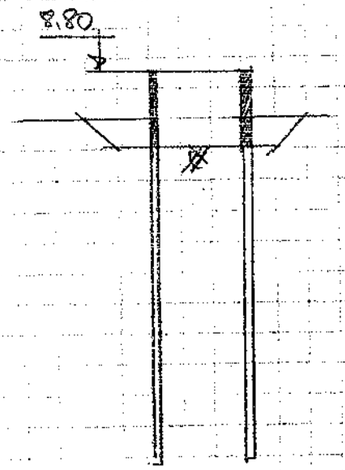
(4)

Can Tunis 24-EN-05

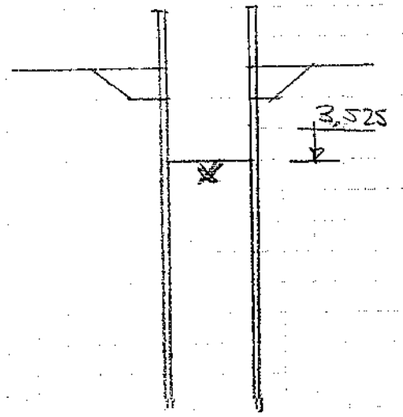
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



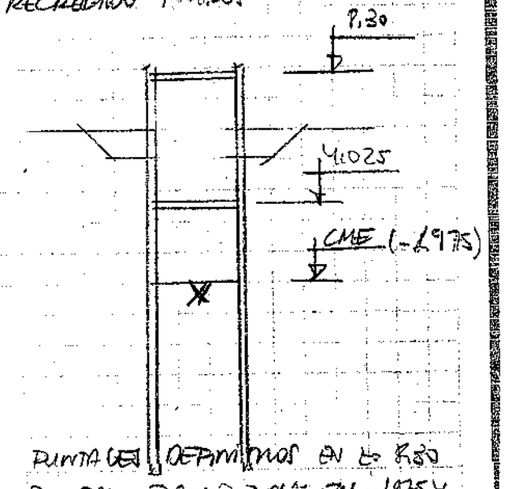
PREEXCAVACIÓN + PANTALLAS



RELLENOS ANTRÓPICOS

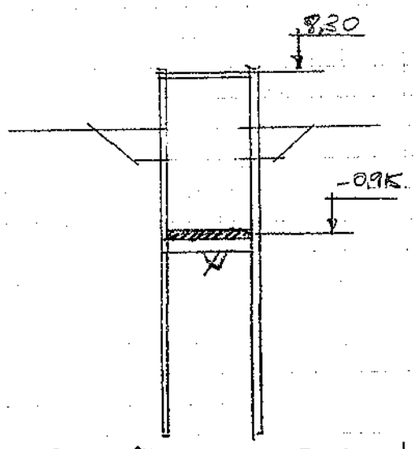


1ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA



PUNTALES DEFINITIVOS EN 8.30
PUNTAL PROVISIONAL EN -19.75

EXCAVACIÓN HASTA CME



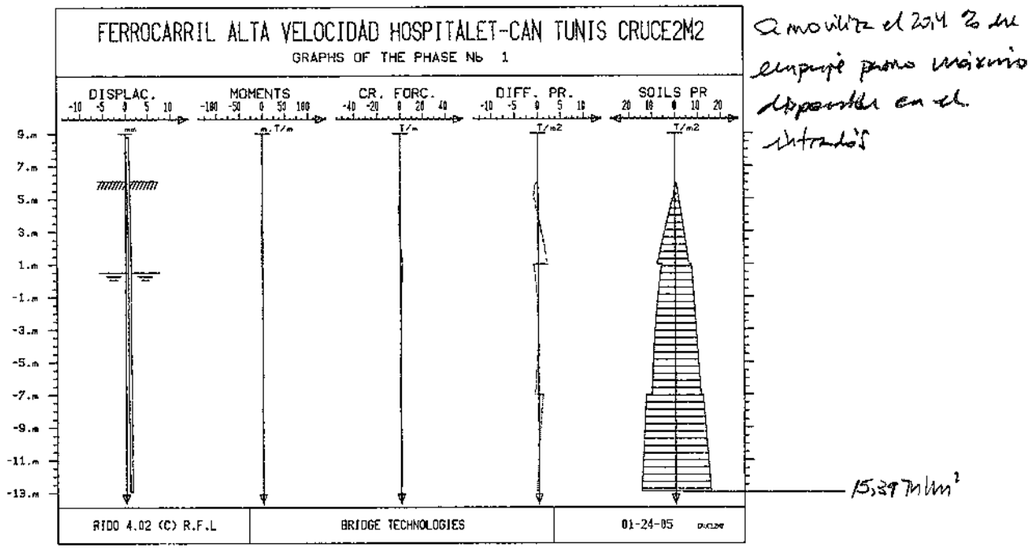
EJECUCIÓN LOSA DE FONDO, Y
RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES

(5)

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE2M2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* CRUCE CON EL PASO SUPERIOR TRAMO 1-2
* TRAMO 1-2 SECCION FINAL 707+850
8.80✓
-12.90✓0.8^3*2.726E6/12✓ ← pantallas e=0,80m
6.10✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5 ✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
SUB(1) 5.0 0.0 6.0 1.0✓
SUB(1,1) 5.0 6.0 8.0 7.0✓
SUB(1,1) 5.0 8.0 10.0 9.0
SUB(1,1) 5.0 10.0 12.0 11.0
SUB(1,1) 5.0 12.0 14.0 13.0
SUB(1,1) 5.0 14.0 16.0 15.0
SUB(1,1) 5.0 16.0 18.0 17.0
SUB(1,1) 5.0 18.0 20.0 19.0
SUB(1,1) 5.0 20.0 22.0 21.0
SUB(1,1) 5.0 22.0 24.0 23.0
SUB(1,1) 5.0 24.0 35.0 24.0✓
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -12.90 12.0✓
WAT(2) -2.05 0.0 ✓
WAT(2) -12.90 11.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: PRIMERA EXACACION INTERMEDIA
EXC(2) 3.525 ✓
CAL✓
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
(1) → STR 8.30 1.0 0.0 0.0 45500.0✓
(2) → STR 4.025 1.0 0.0 0.0 45500.0✓
EXC(2) -1.975✓
CAL✓
* ETAPA 4: EJECUCION DE LA LOSA Y RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES
STR -0.915 1.0 0.0 0.0 250000.0✓
STR(0,2)✓
CAL✓
* ETAPA 4: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -12.90 13.5✓
WAT(2,1) -0.915 0.0 1.5✓
WAT(2) -12.90 13.5✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

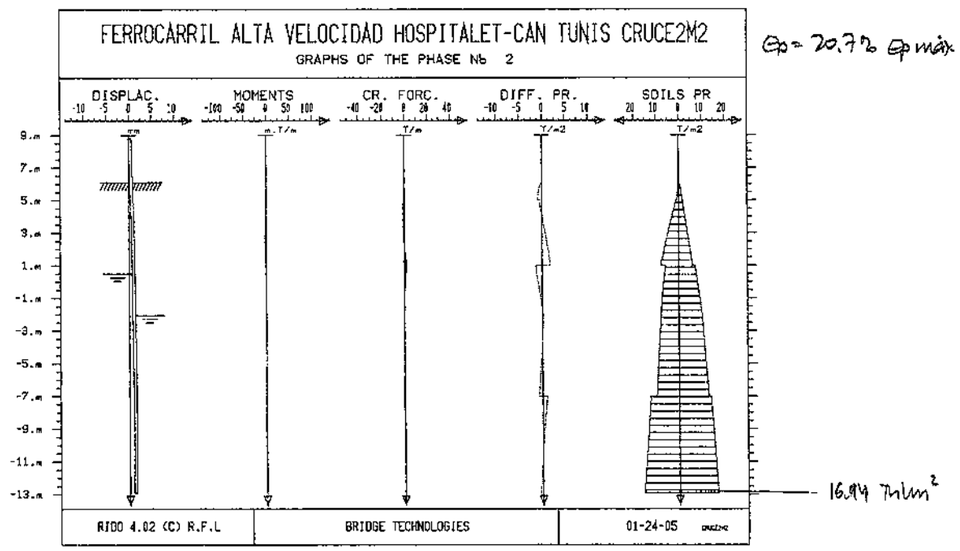
CRUCE CON EL PASO SUPERIOR (RAMAL DE LA RONDA LITORAL) (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
SECCIÓN INICIAL 707+830

ESTADO PREVIO:



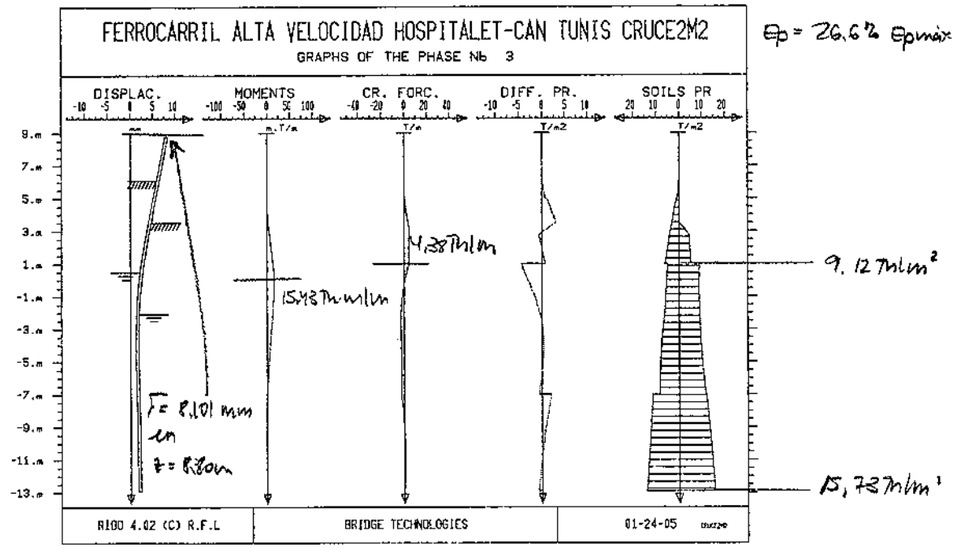
Se moviliza el 20,4 % de empuje para máximo disponible en el intrados

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



Ep = 20,7 % Ep máx

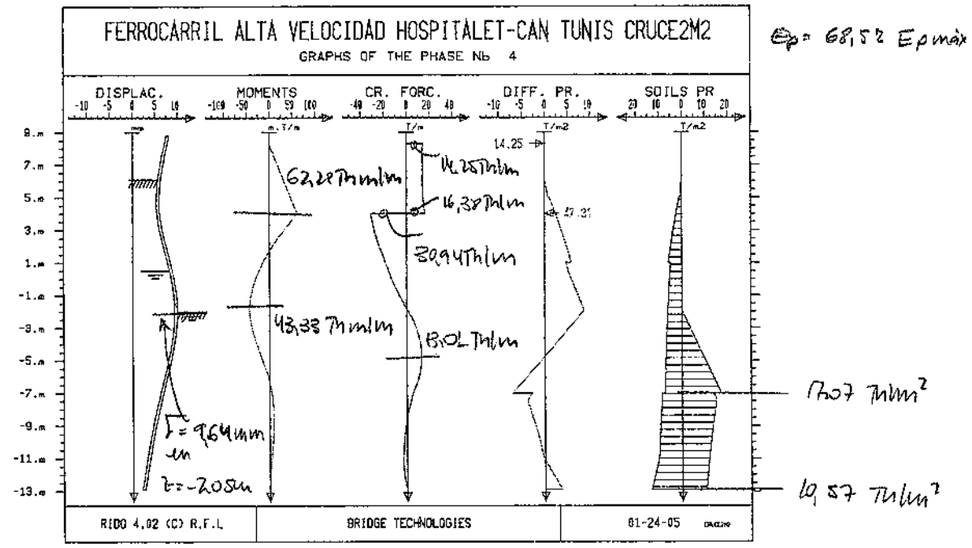
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA:



Ep = 26,6 % Epmáx

F = 8,101 mm en t = 8,80m

PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



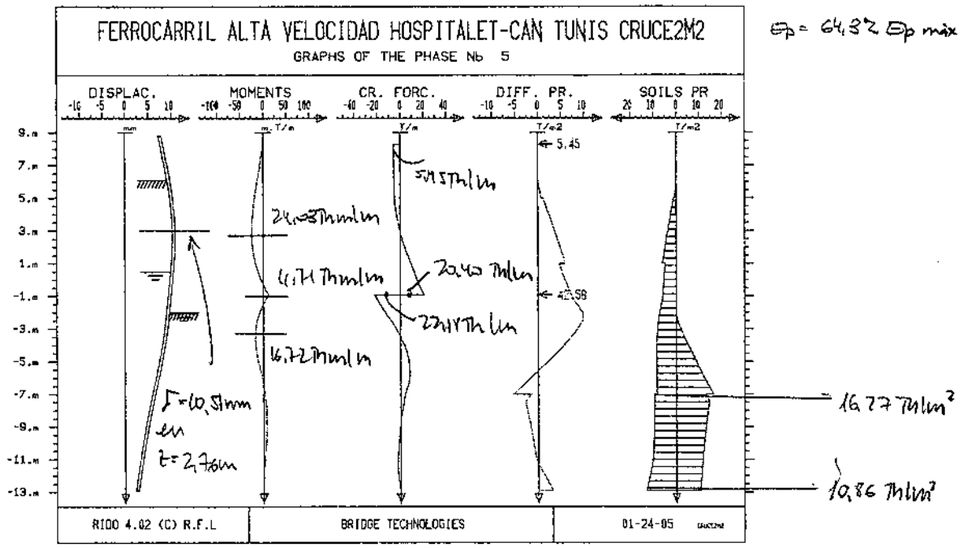
Ep = 68,5 % Epmáx

F = 9,64 mm en t = -2,05m

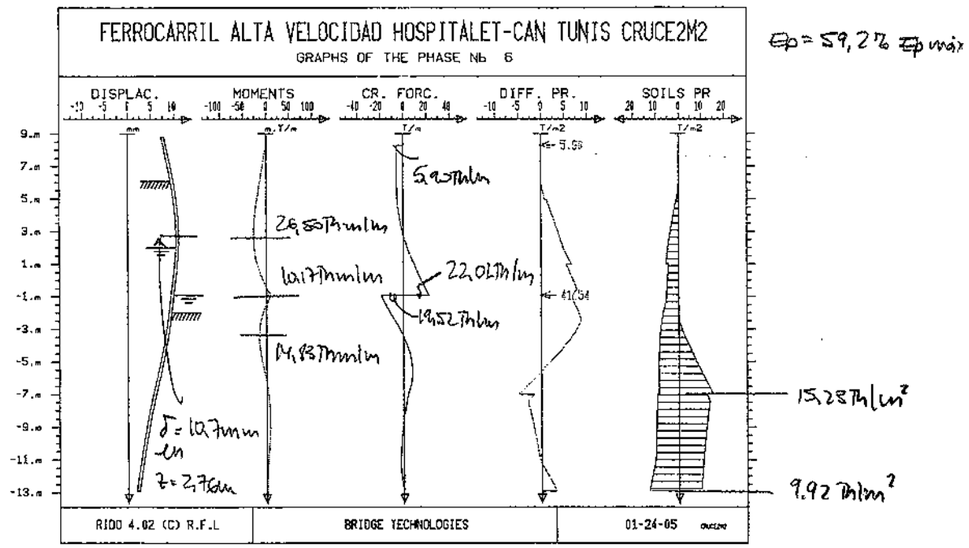
7,07 Tn/m²

10,57 Tn/m²

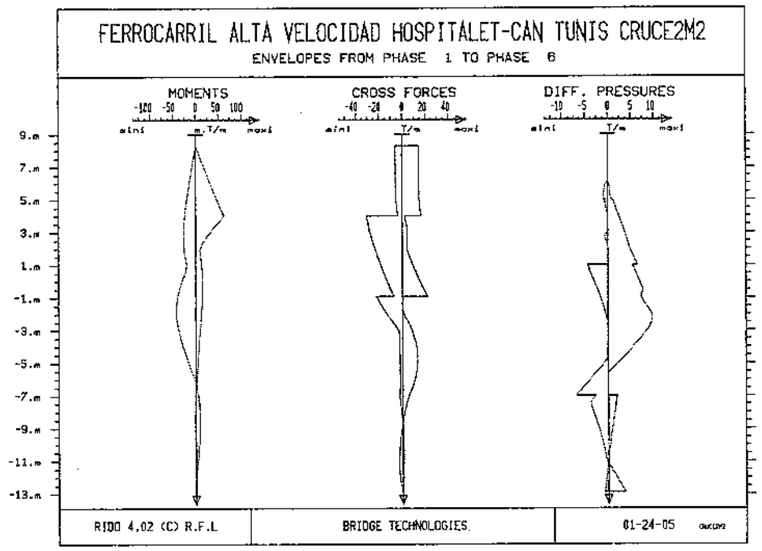
EJECUCIÓN DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES:



SUBIDA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:

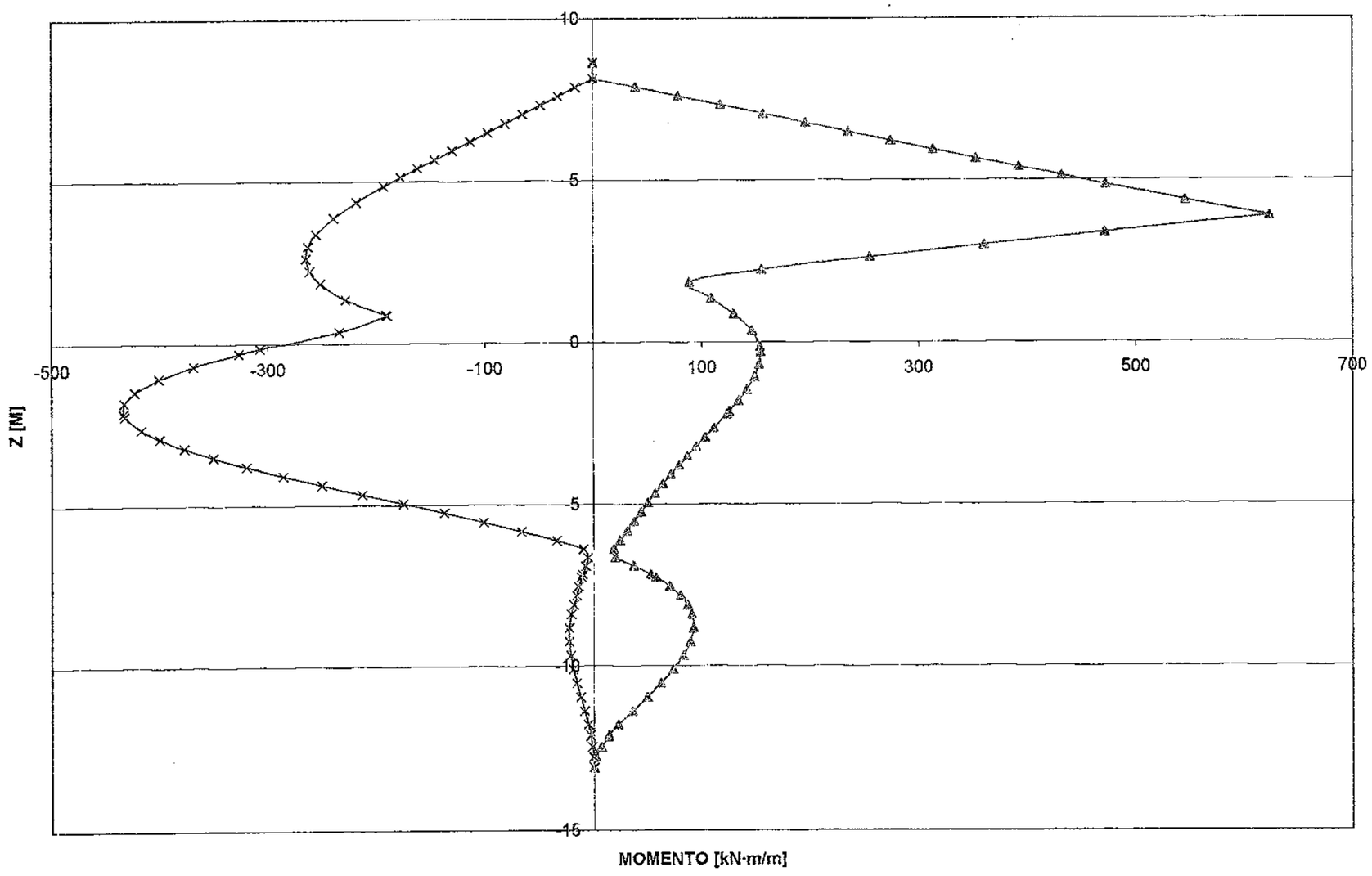


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



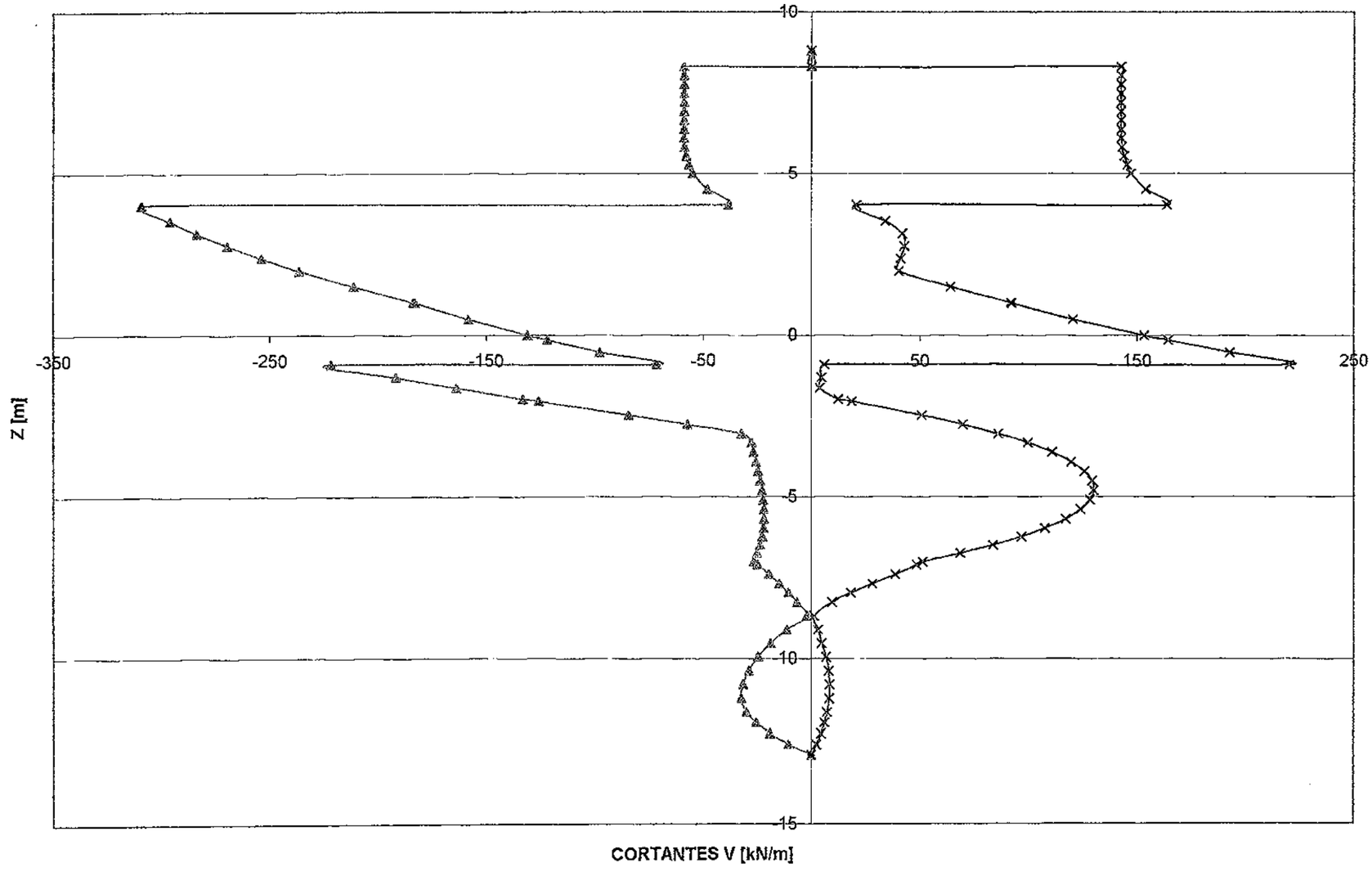
(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES Sección FINAL



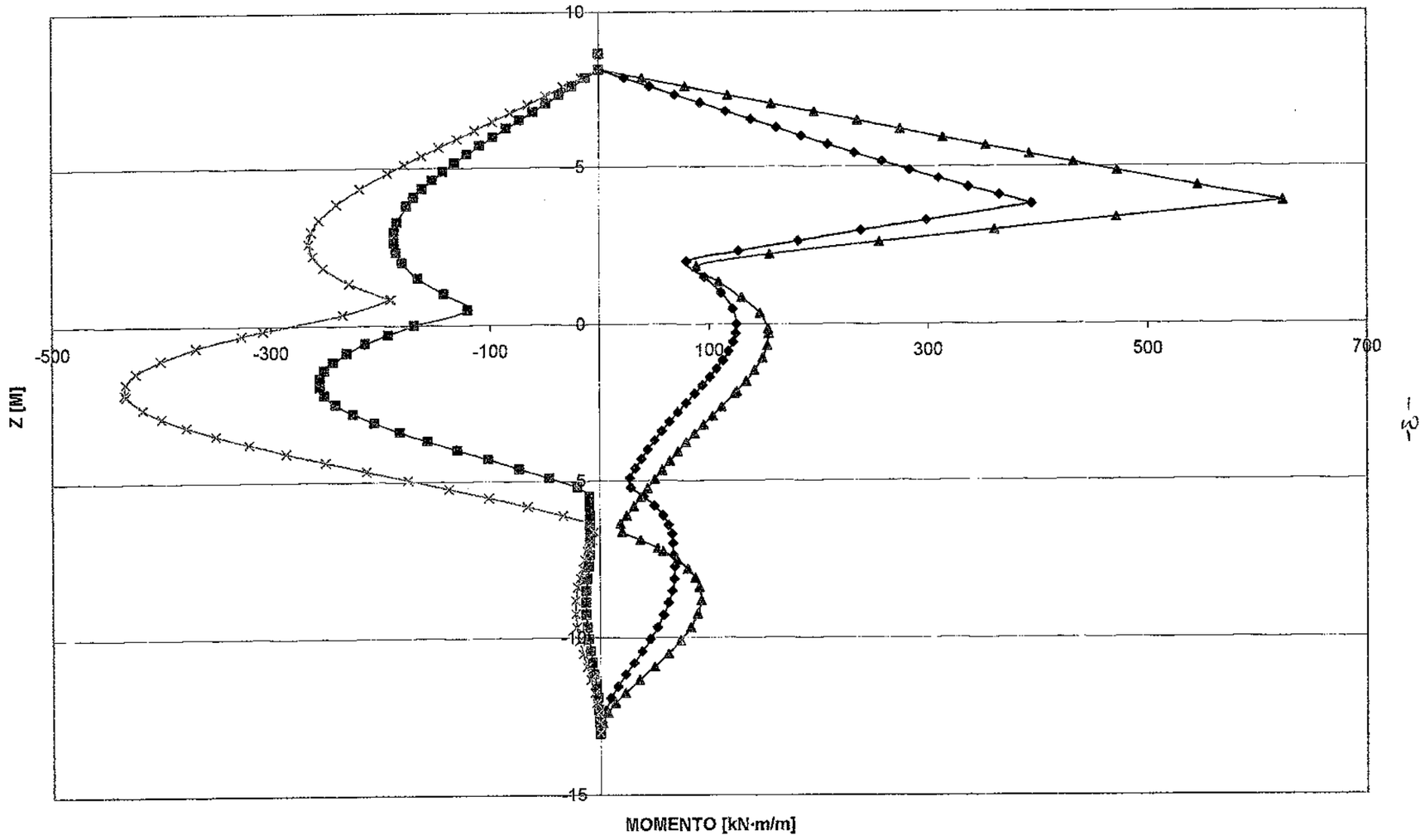
CRUCE PASO SUPERIOR TRAMO 1-2 MODIFICADO
24/01/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES Sección FINAL



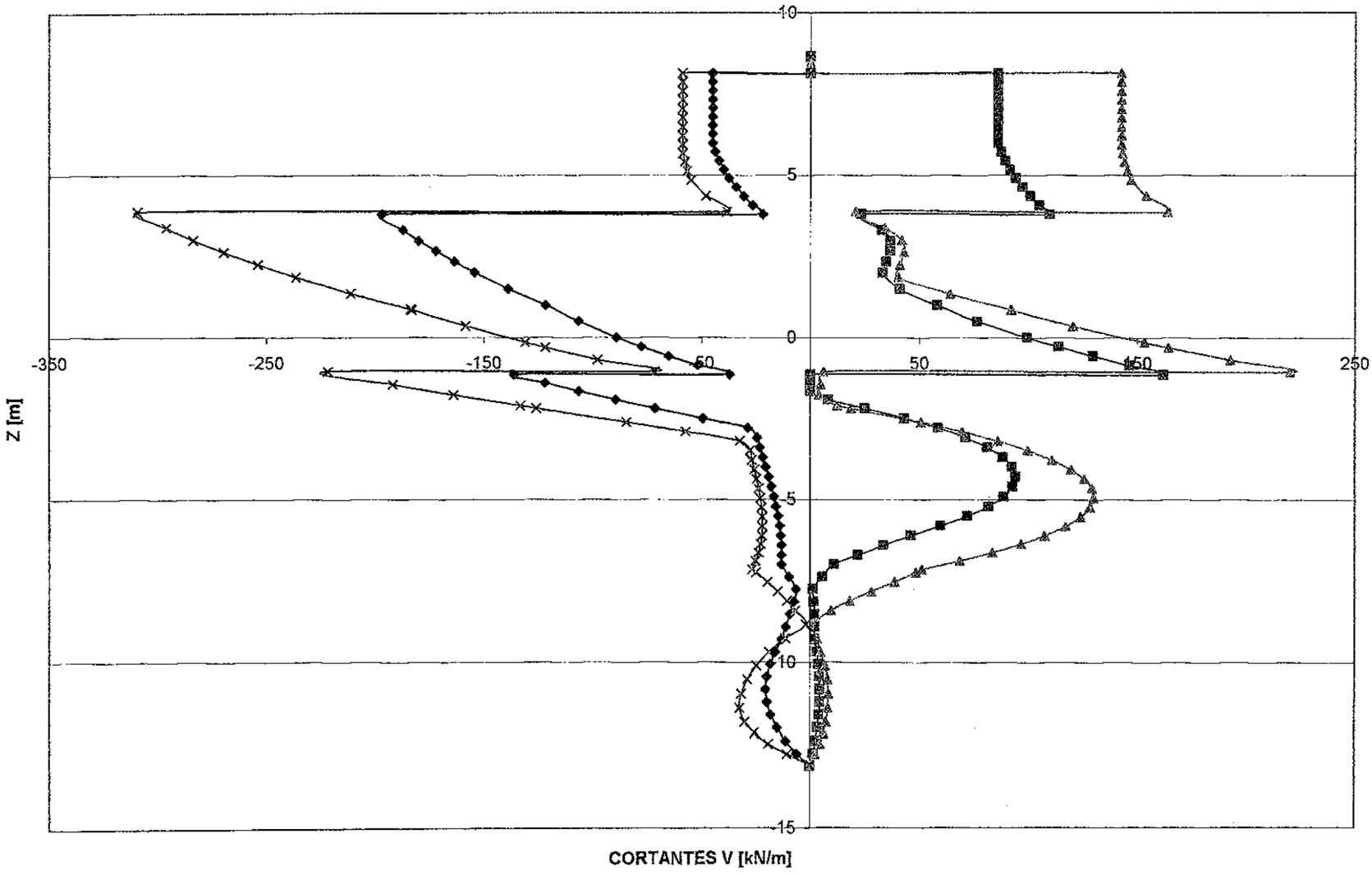
CRUCE PASO SUPERIOR TRAMO 1-2 MODIFICADO
24/01/2005

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES ENVOLVENTE TRAMO 1-2



SUPERIOR TRAMO 1-2 MODIFICADO
24/01/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES ENVOLVENTE TRAMO 1-2



SUPERIOR TRAMO 1-2 MODIFICADO
24/01/2005

NOTAS DE ARMADO:

I) FLEXIÓN

Ia) INTRADÓS:

· Pto de momento: m_k = 455 kN.m/m

m_d = 682,5 kN.m/m

$A_s \geq$ 25,23 cm²/m

En 50cm → A_s = 126,15 cm² → 26 Φ25

Se disponen 30 Φ25 → $A_{s\,disp}$ = 29,454 cm²/m

m_u = 774,54 kN.m/m (CS = 1,19 → un poco justo) sin prog. inicial

X = 0,173d → II → Fallo dúctil por el acero en tracción.

Ib) TRASDÓS:

· Pto de momento:

m_k = 625 kN.m/m

m_d = 937,5 kN.m/m

$A_s \geq$ 38,15 cm²/m

En 50cm → 190,75 cm² → 39 Φ25

Se disponen 90 Φ25 → (6+2) Φ25 pint

A_s = 39,27 cm²/m → m_u = 1007,0 kN.m/m (CS = 1,07)

X = 0,232d → Fallo dúctil por el acero en tracción

· Momento último con 6 Φ25 pint

A_s = 29,454 cm²/m; m_u = 774,54 kN.m/m ; m_{uk} = 516,36 kN.m/m

Si tiene $m_{uk} \leq$ 515 kN.m/m para z = 4,00m, los Φ25 deben llegar hasta

$L = 4,00 - \frac{h_{90}}{6} - \frac{1,00}{d} - \frac{0,50}{E} = 4,50$ m

(3)

II) CORTANTE:

· Pto de cortante: V_k = 310 kN/m ← a 1 eje del apoyo

V_d = 465 kN/m

A_s = 29,454 cm²/m

A_d = 10,82 cm²/m/m

En 50cm; A_d = 54,10 cm²/m — $A_s \geq$ 1,01 cm²/barra

cercos Φ12

cortante último con cercos Φ12 V_u = 12,064 cm²/m/m. — V_{u2} = 533,4 kN/m (CS = 1,15) (OK!)

III) PUNZONAMIENTO ELU

Carga máxima puntales provisionales V_k = 473,1 kN/m = 475 kN/m

N.d = 1,50 . 2,50m 475 kN/m = 1781,25 = 1800 kN/puntal

Esfuerzo máximo de punzonamiento:

$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq f_{1cd}$ f_{1cd} = 510 kPa

Placa de apoyo del puntal: 0,75 x 0,75 → u_0 = 3,00m

Sustituyendo valores:

$\frac{1,80 \text{ kN/puntal}}{3,00m \cdot 0,65m}$ = 0,92 MPa << f_{1cd} → (OK!)

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO:

$b_0 = u_1$

$f_d = A_w f_s$

No hace falta armadura de punzonamiento usando

$F_{sd,ef} \leq 2 f_{cd} \cdot u_1 \cdot d$ d = 0,65m (con todo seguro)

(4)

$\tau_{rd} = 0.12 \cdot \xi \, (100 \, f_{ck} \, \rho)^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 1.80$ MN/puntal

$\xi = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/650} = 1.555$

$A_{sx} = 24\phi 20 \; @ \; 0.15 \rightarrow A_{sx} = 41.813 \text{ cm}^2/\text{m} \; ; \; \rho_x = 0.004189$

$A_{sy} = (6+6+2)\phi 25 \rightarrow A_{sy} = 68.726 \text{ cm}^2/\text{m} \; ; \; \rho_y = 0.0068726$

con lo cual $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.005366$

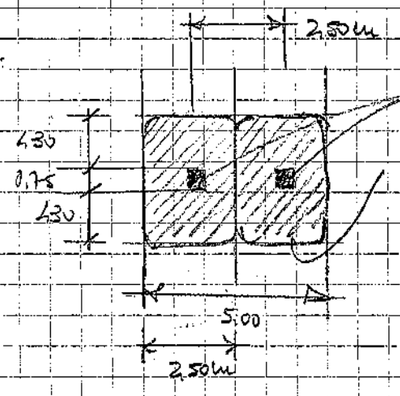
Sustituyendo valores:

$\tau_{rd} = 0.12 \cdot 1.555 \cdot (100 \cdot 0.005366 \cdot 25)^{1/3} = 1.443$ MPa

Para no tener armadura de punzonamiento:

$u_1 \geq \dfrac{F_{sd,ef}}{\tau_{rd} \cdot d} = \dfrac{1.80 \text{ MN}}{1.443 \text{ MPa} \cdot 0.65 \text{ m}} = 6.25 \text{ m}$

Perímetro crítico:



$u_{crítico} = 8.35$ m (aprox)

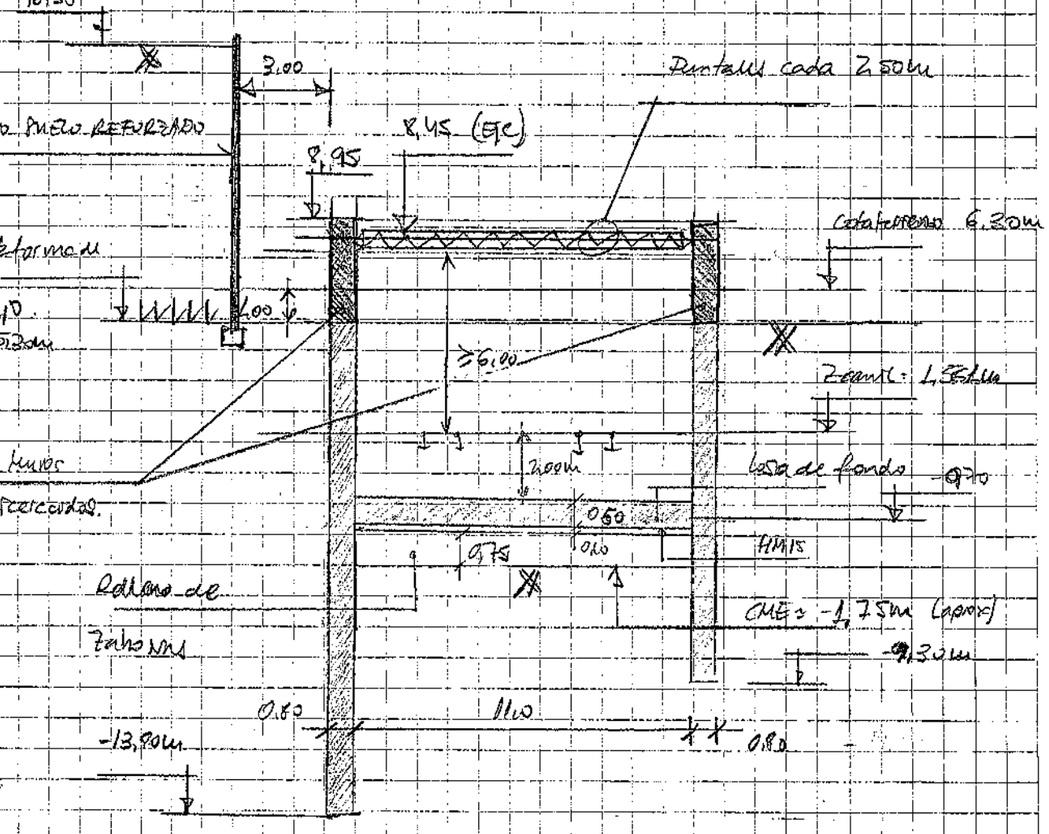
El mayor que u_1 no tiene falta armadura de punzonamiento

CRUCE PUENTE

Cota coronación del terraplén $z = 16.50$m

Geometría: SECCIÓN I → máximo acercamiento al terraplén del muro de la rambla y máxima profundidad de la rasante

PK = 707+860m z.carril = 1.35m



Archivo Ríos: CRUCE3M2.RIO

RIGIDEZ LOSA DE FONDO:

$t = 0.50\ m^2/m$

$E = 27264\ MPa$

$l = 11/2 = 5.50 m$

$$K = \frac{EA}{l} = \frac{27264 \cdot 0.50}{11.00} = 1240.0\ MN/m/m = 1245\ MN/m/m$$

Klosa = 1245.00 T/m/m

PUNTALES 2 HEB300 (como aproximación)

$A = 2 \cdot 149\ cm^2 = 298\ cm^2$

$E = 2 \cdot 10^5\ MPa$

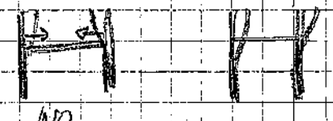
$l = 11.00 m$

$$K = \frac{EA}{l} = \frac{2 \cdot 10^5 \cdot 298 \cdot 10^{-4}}{11.00} = 569\ MN/m/puntal$$

Disponiendo un puntal cada 2,50m $K = \frac{569\ MN/m/puntal}{2.50 m/puntal} = 227.6\ MN/m/m$

Kpuntal: 22760 T/m/m

Obs: En este caso existe una asimetría considerable en los puntales, la puntalla izqda tiene una capa unos mayor que la puntalla derecha por lo que el asentamiento global de los puntales será hacia la derecha (no centrado)

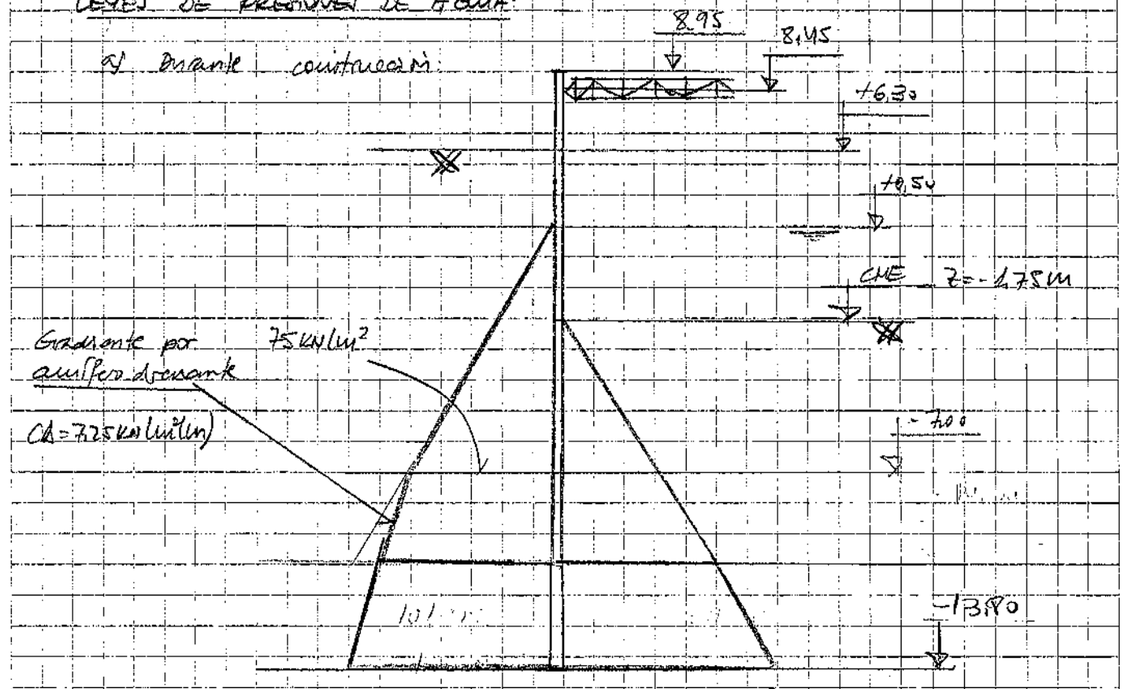


NO

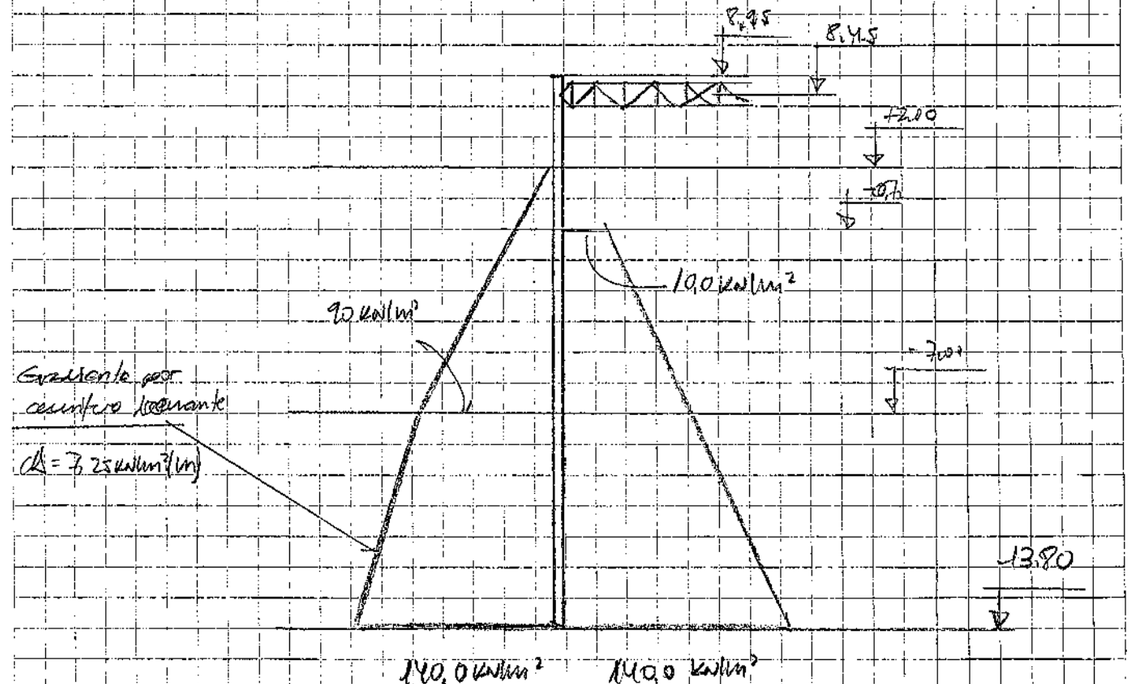
El asentamiento de la puntalla derecha, la de los 2 puntales es prácticamente igual, por lo que el giro equivalente de los puntales y base de fondo no calcula con 11,0m de luz

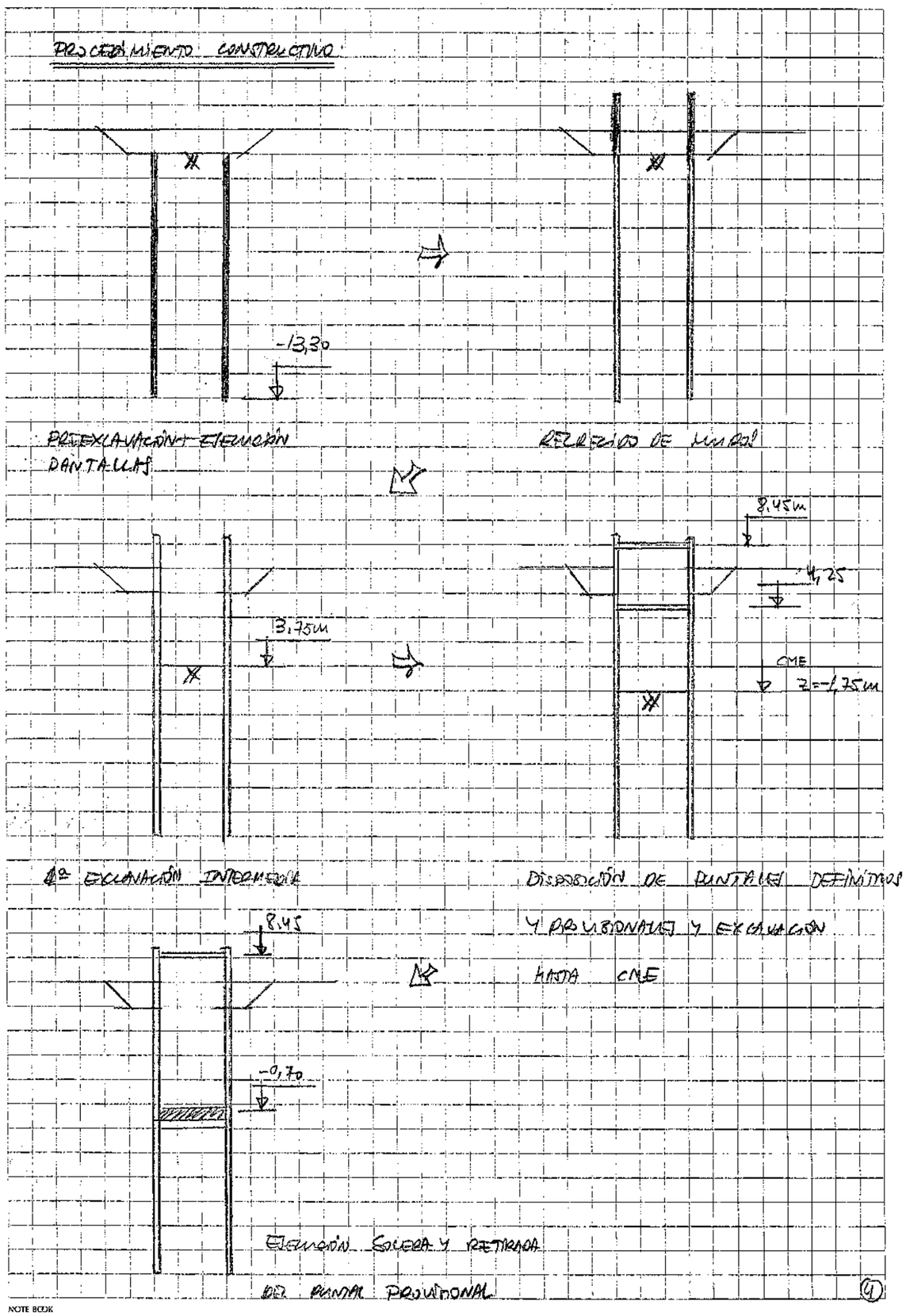
LEYES DE PRESIONES DE AGUA:

a) Durante construcción:



b) EN ESTADO DEFINITIVO (CARGADA DE MAREA EXTREMA)

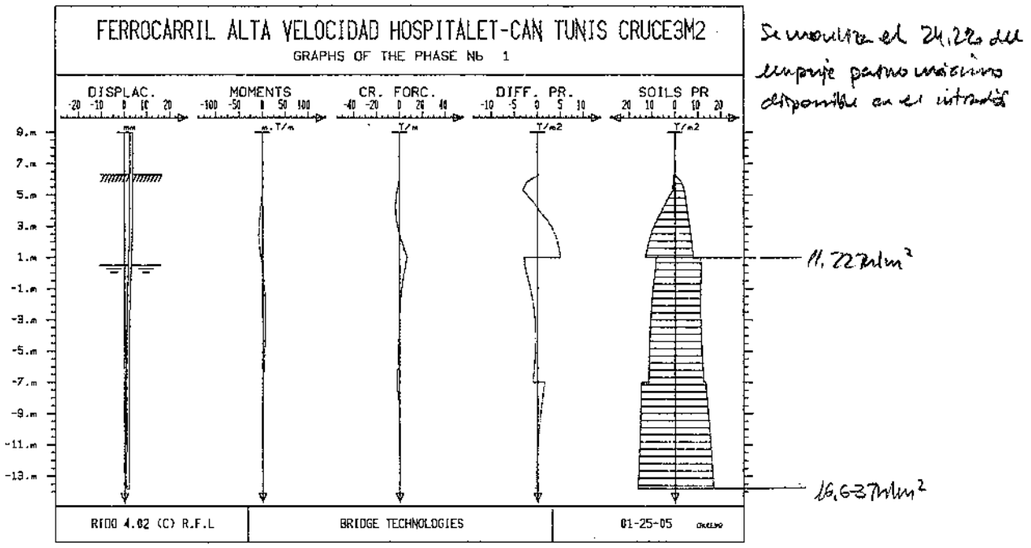




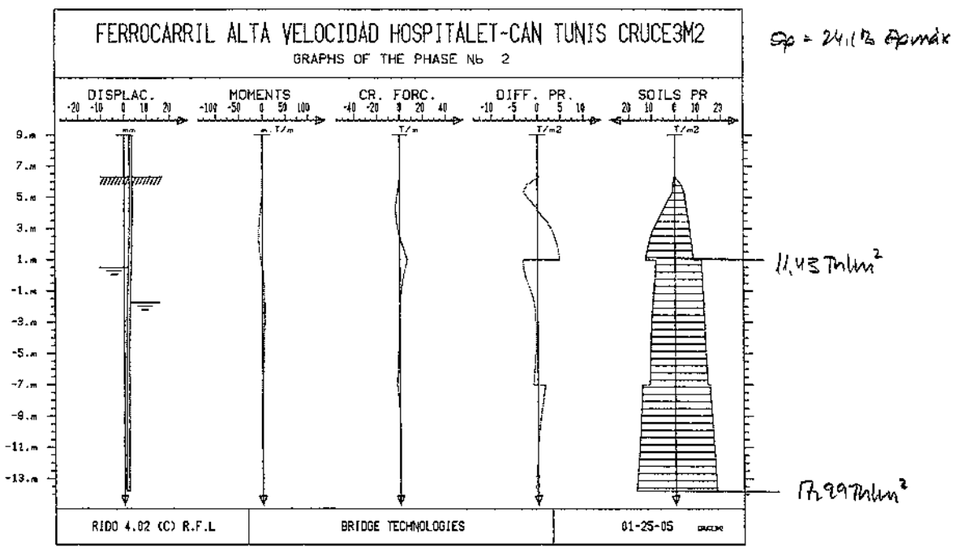

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE3M2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 2-3 SECCION 707+860 (MAXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLEN)
8.95✓
-13.8 0.8^3*2.726E6/12✓ — Pantallas e=0.80m
6.3✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
SUB(1,1) 6.3 0.0 3.0 1.0✓
SUB(1,1) 5.3 3.0 9.5 29.0✓ ← Carga por la reacción del tablero del puente
SUB(1,1) 5.3 9.5 35.0 24.0✓
CAL ✓
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -13.8 12.5✓
WAT(2) -1.75 0.0✓
WAT(2) -13.8 12.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA
EXC(2) 3.75✓
CAL✓
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.✓
STR 8.45 1.0 0.0 0.0 22760.0✓
STR 4.25 1.0 0.0 0.0 22760.0✓
EXC(2) -1.75✓
CAL✓
* ETAPA 4: EJECUCION LOSA DE FONDO Y RETIRADA PUNTAL PROVISIONAL
STR -0.70 1.0 0.0 0.0 124500.0✓
STR(0,2)✓
CAL✓
* ETAPA 5: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0 ✓
WAT(1) -13.8 14.0✓
WAT(2,1) -0.7 0.0 1.0✓
WAT(2) -13.8 14.0✓
CAL✓
END✓
STA✓
EVP✓
STOP✓
```

CRUCE CON EL PASO SUPERIOR (RAMAL DE LA RONDA LITORAL)
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
TRAMO 2-3 SECCIÓN DE MÁXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLÉN
707+860

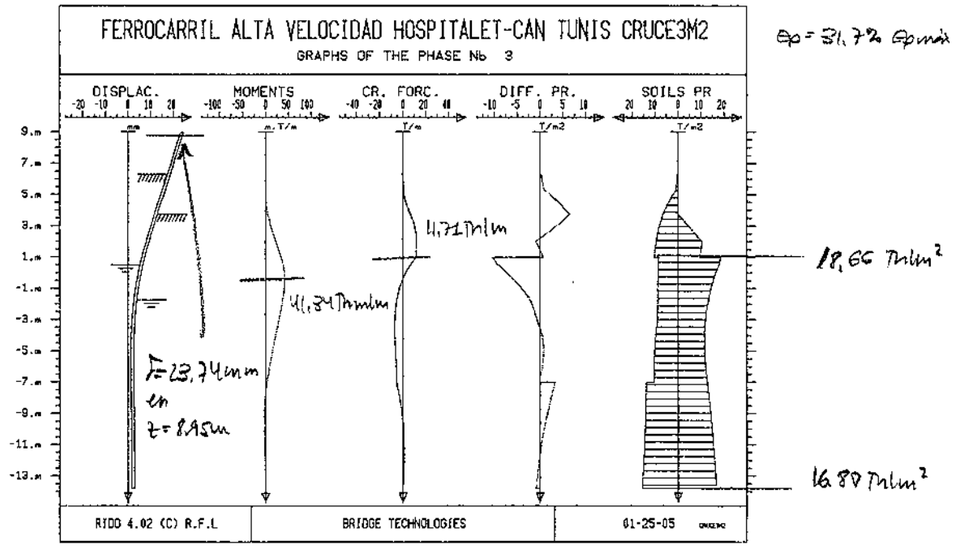
ESTADO PREVIO:



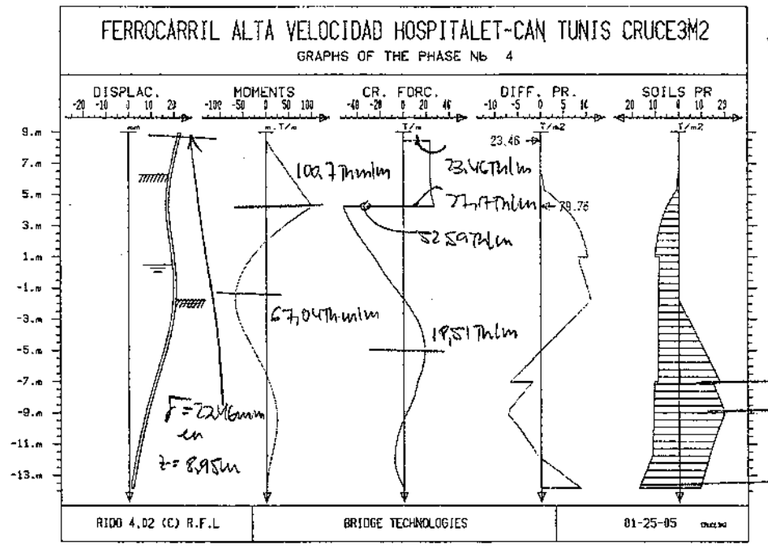
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA:



PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:

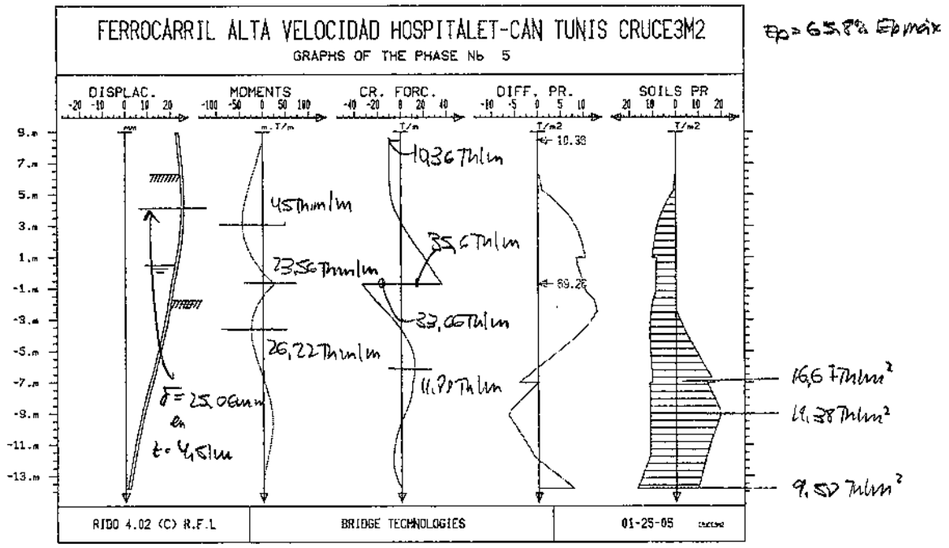


Se alargan los puntales 0,50m
Cardinal RIDO: (CRUCE 7M2.RIO)

Sólo se adjunta el porcentaje de empuje movilizado al final de este apartado

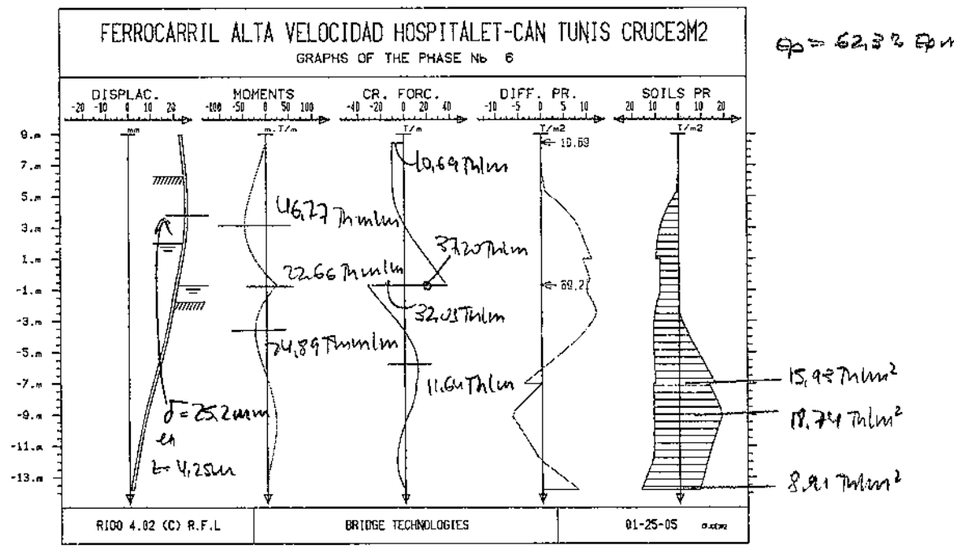
el empuje pasivo máximo para que el 6% del máximo disponible

EJECUCIÓN DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES:



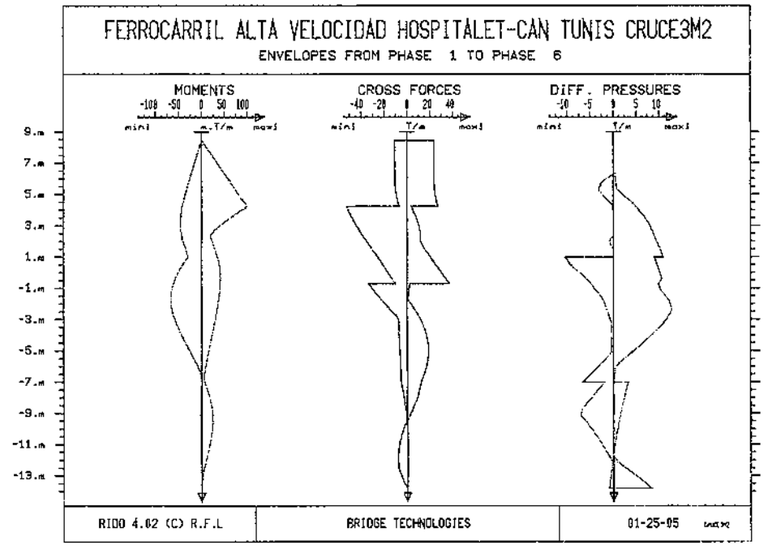
Ep = 65,8% Ep max

SUBIDA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



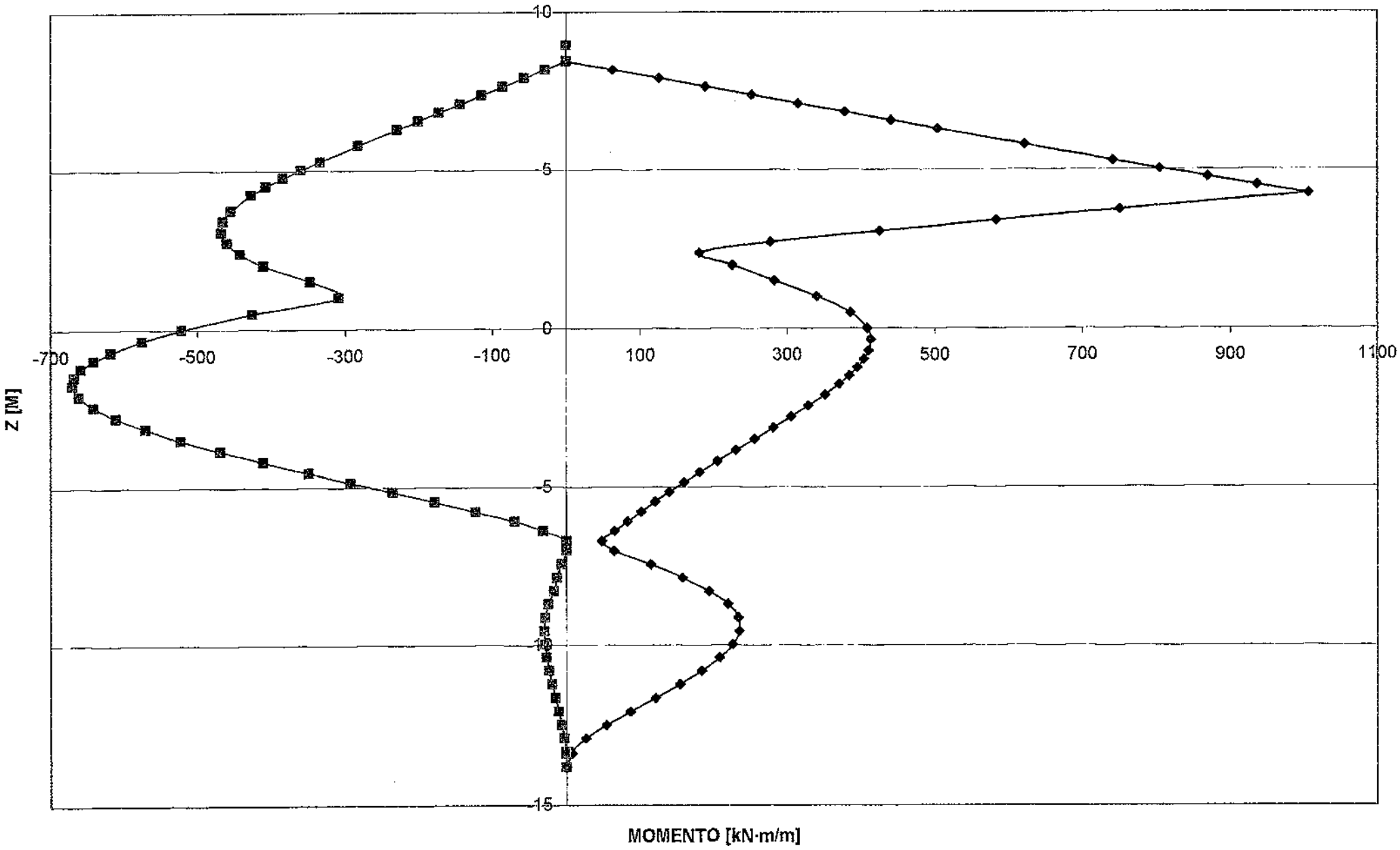
Ep = 62,3 % Ep max

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

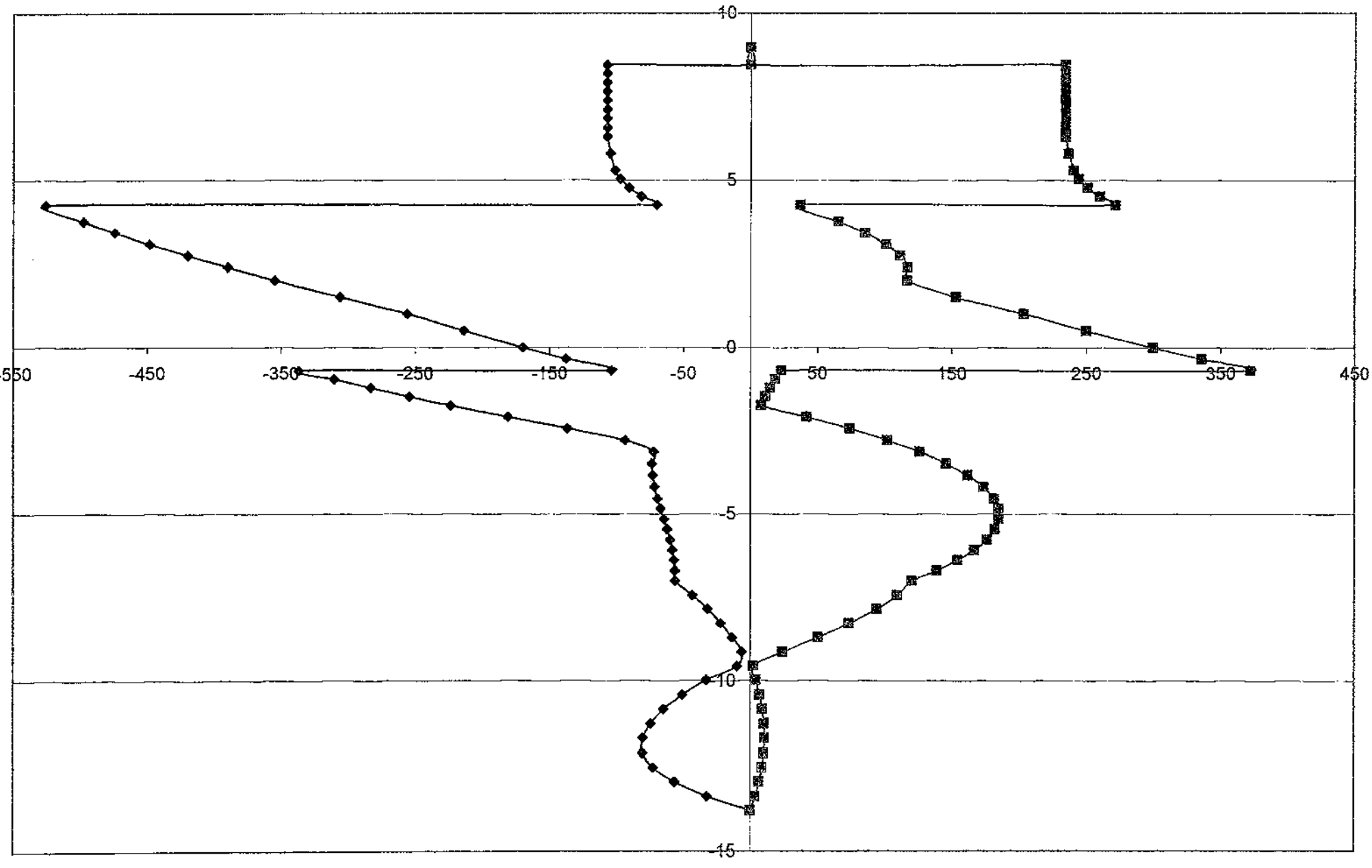
ENV 'ENTE DE MOMENTOS FLECTORES(



(9)

CRUCE PASO SUPERIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO
25/01/2005

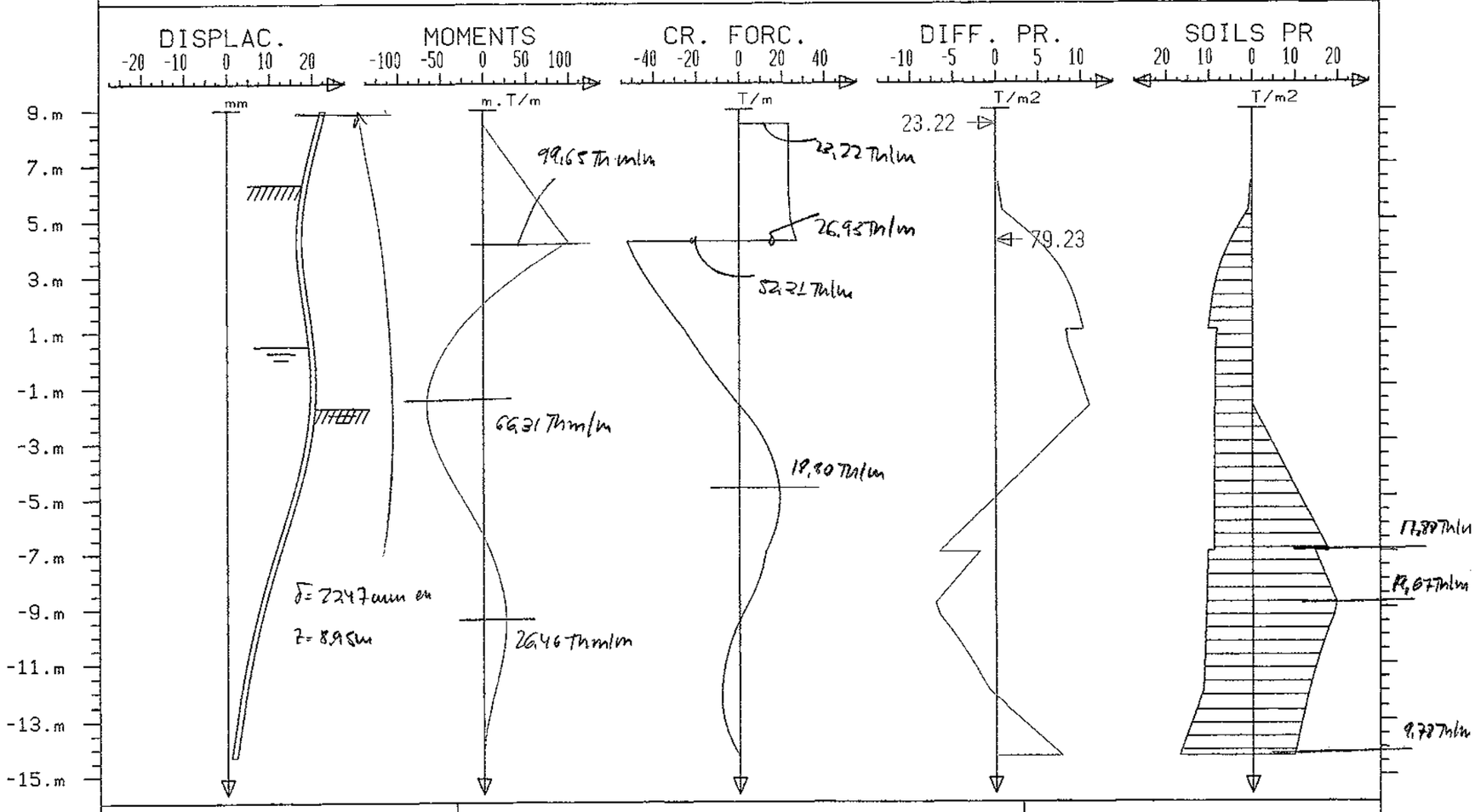
ENVOLVENTE DE CORTANTES



CRUCE PASO SUPERIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO
25/01/2005

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE7M2

GRAPHS OF THE PHASE Nb 4



RIDO 4.02 (C) R.F.L	BRIDGE TECHNOLOGIES	01-26-05 CRUCE7M2

(2)

CRUCE PUENTE

Cota coronación cm hormigón z = 16,50 m

Geometría:

Pk = 7+734,880 m z cauce = 4,861 m

16,50

Muro pieza perforada

1,000

9,15

9,65 (Pk)

Plataforma de trabajo. z = 5,50 m

1,00

Puntales cada 2,50 m

Muros pantalla.

Catalogado 6,65 m

≈6,00

2 cam. 1,80 / m

Losa de fondo -0,40

0,75

2,00 m

0,40

0,60

Muros

Relleno de Todo Uno

CHEC = 4,45 m (aprox)

-9,10 m

-13,60 m

1,10

0,80

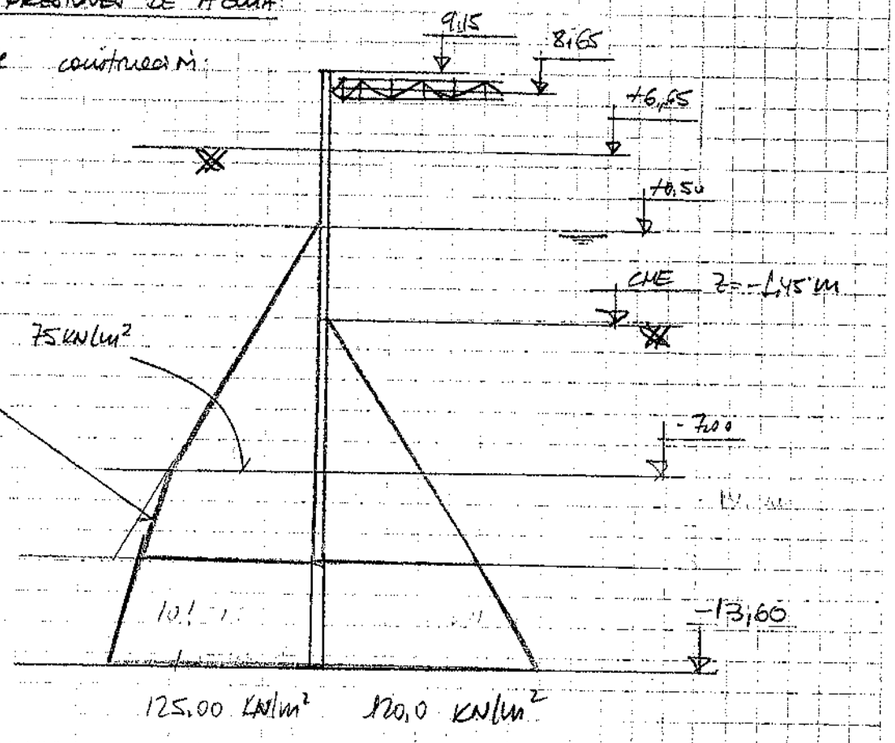
0,50

ARCHIVO RIO2

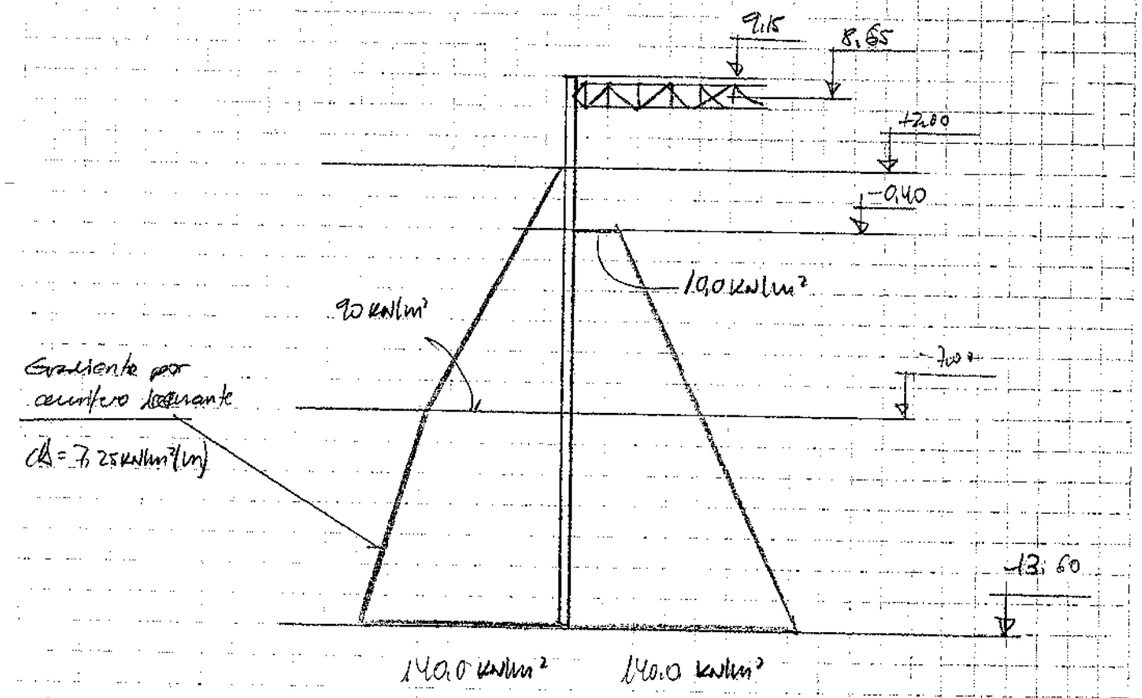
CRUCE7M2.RIO

LEYES DE PRESIONES DE AGUA:

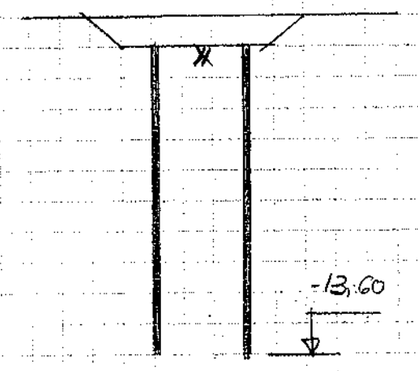
a) Durante construcción:



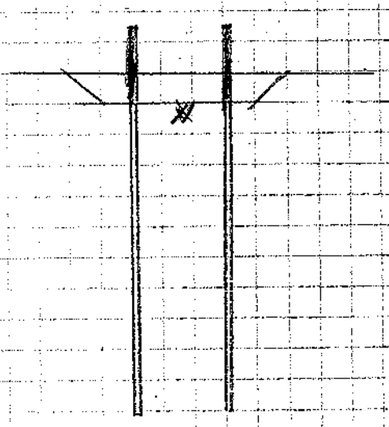
b) En estado definitivo (carrera de marea extrema)



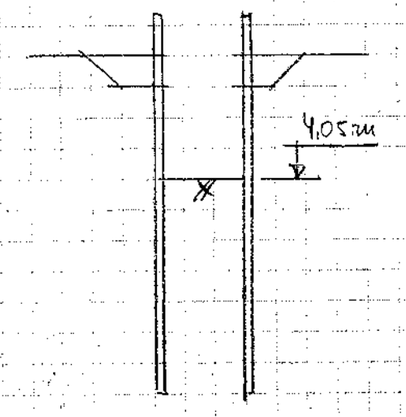
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



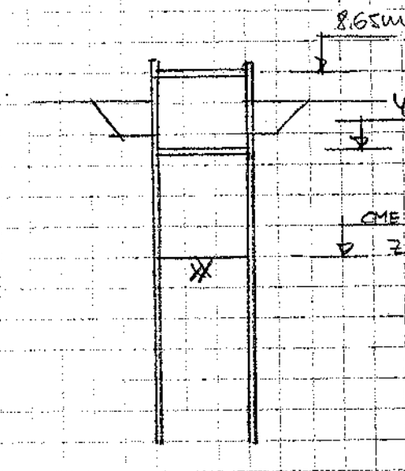
PREEXCAVACIÓN EJECUCIÓN PANTALLAS



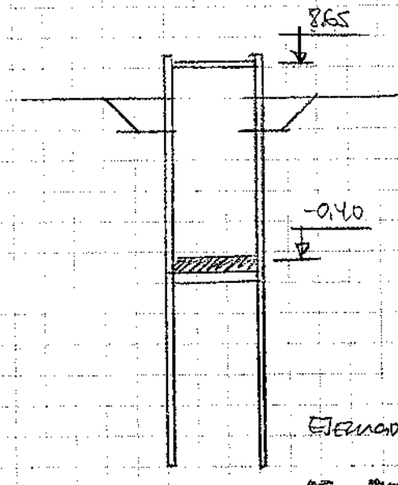
RELLENO DE LLAVE



1ª EXCAVACIÓN INTERIOR



DISPOSICIÓN DE PUNTALES DEFINITIVOS Y DESMONTAJE Y EXCAVACIÓN HASTA CME

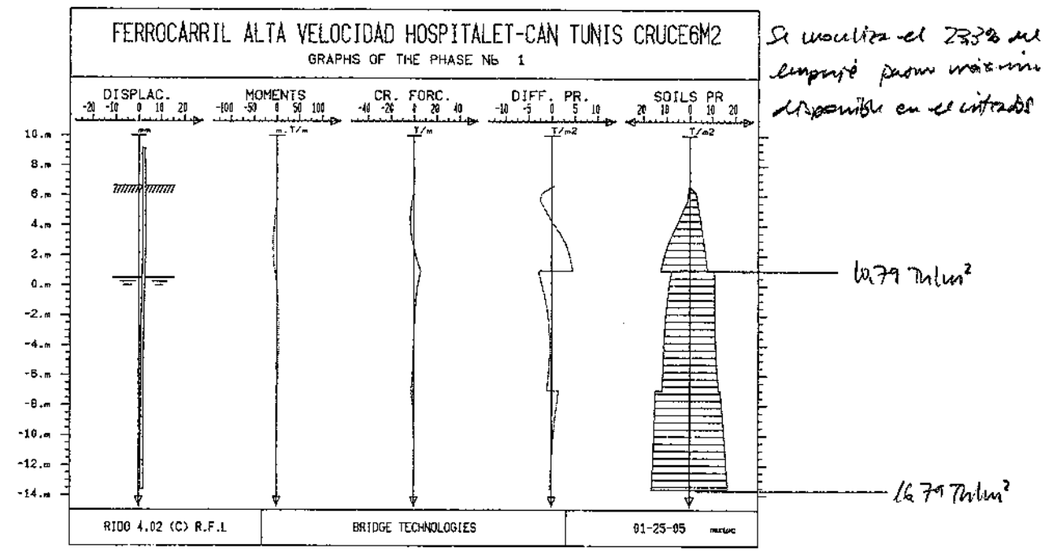


EJECUCIÓN SOLERA Y RETIRADA DE PUNTAL PROVISIONAL

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE6M2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 2-3 SECCION 707+860 (MAXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLEN)
9.15✓
-13.6 0.8^3*2.726E6/12✓ → Pantalla e=0,80
6.65✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
SUB(1,1) 6.65 0.0 4.0 1.0✓
SUB(1,1) 5.65 4.0 10.5 28.3✓
SUB(1,1) 5.65 10.5 35.0 23.3✓
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -13.6 12.5✓
WAT(2) -1.45 0.0✓
WAT(2) -13.6 12.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA
EXC(2) 4.05✓
CAL✓
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 8.65 1.0 0.0 0.0 22760.0✓   | Rigidez de puntales — Ver sección tunel.
STR 4.55 1.0 0.0 0.0 22760.0✓   |
EXC(2) -1.45✓
CAL ✓
* ETAPA 4: EJECUCION LOSA DE FONDO Y RETIRADA PUNTAL PROVISIONAL
STR -0.40 1.0 0.0 0.0 124500.0✓
STR(0,2)✓
CAL✓
* ETAPA 5: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -13.6 14.0✓
WAT(2,1) -0.4 0.0 1.0✓
WAT(2) -13.6 14.0✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

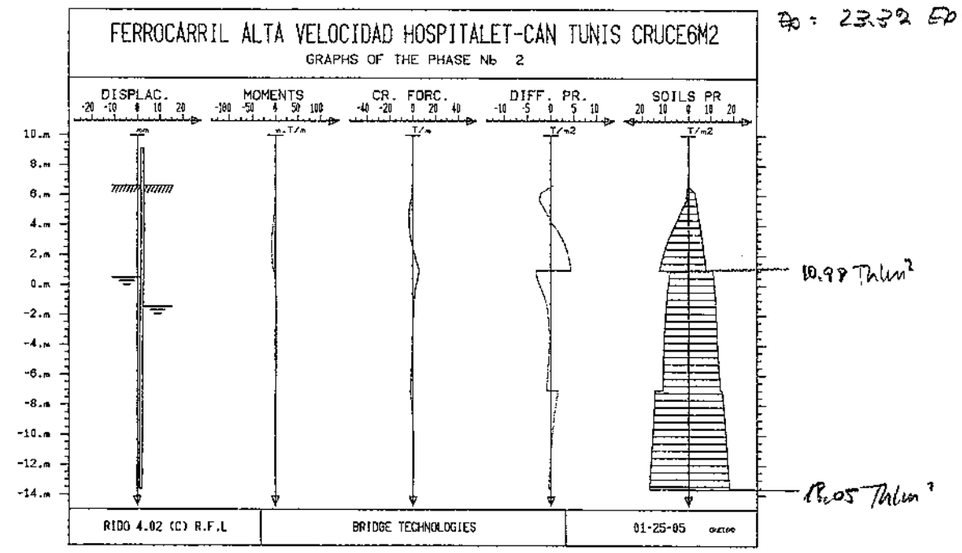

CRUCE CON EL PASO SUPERIOR (RAMAL DE LA RONDA LITORAL)
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
TRAMO 2-3 SECCIÓN FINAL 707+880

ESTADO PREVIO:



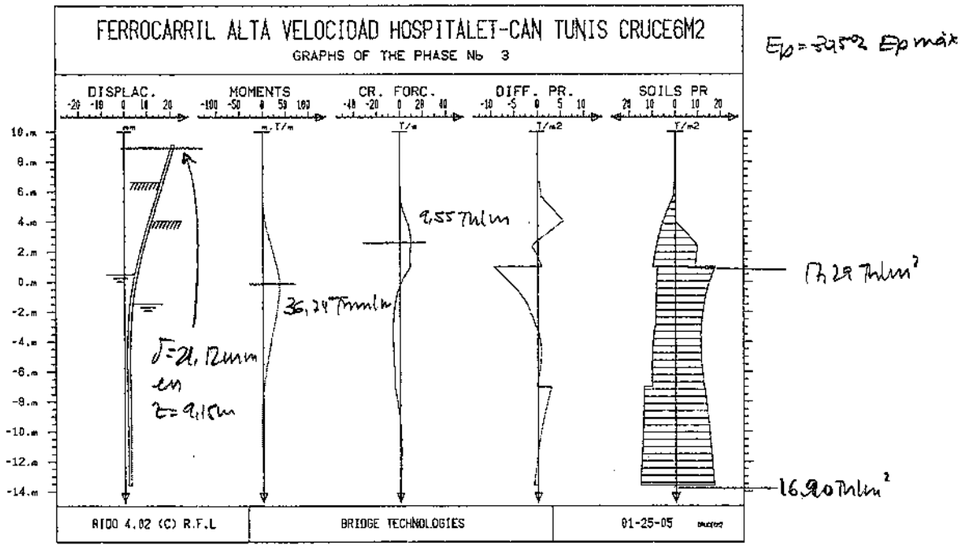
Se moviliza el 23,3% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

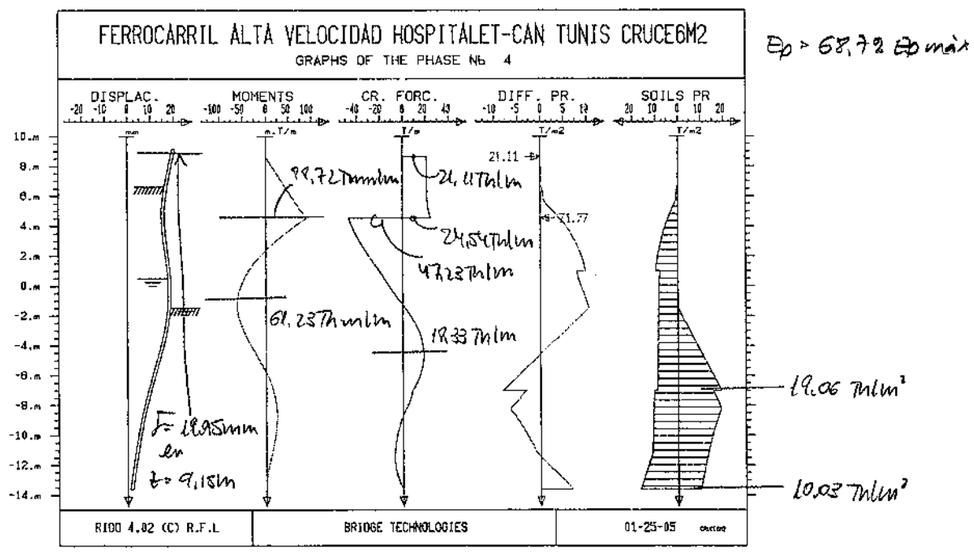


Ko = 23,3% Empuje

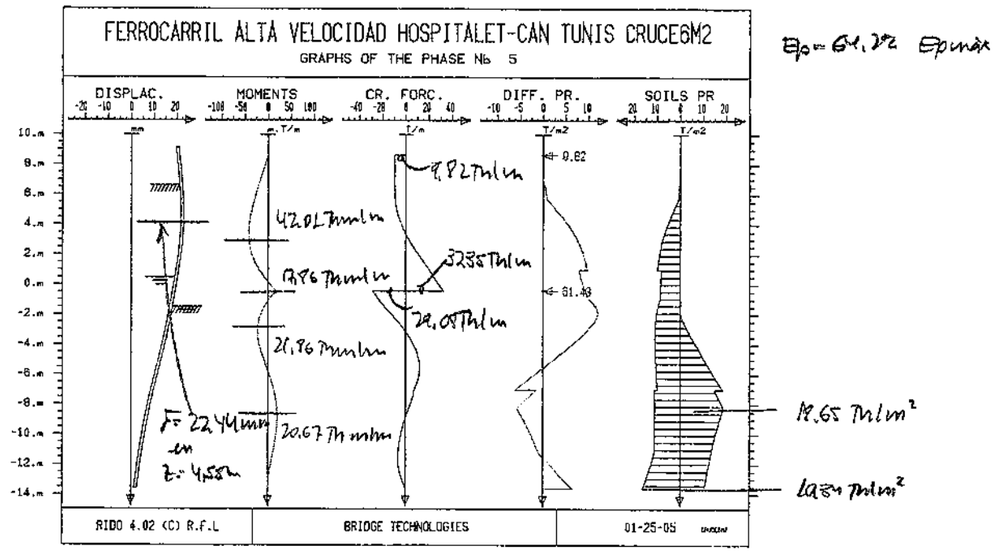
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA:



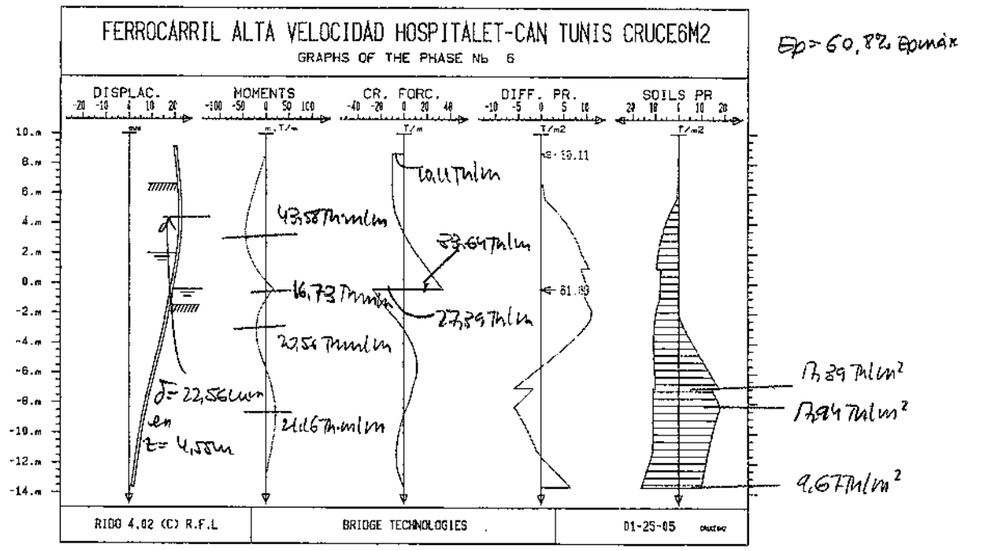
PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



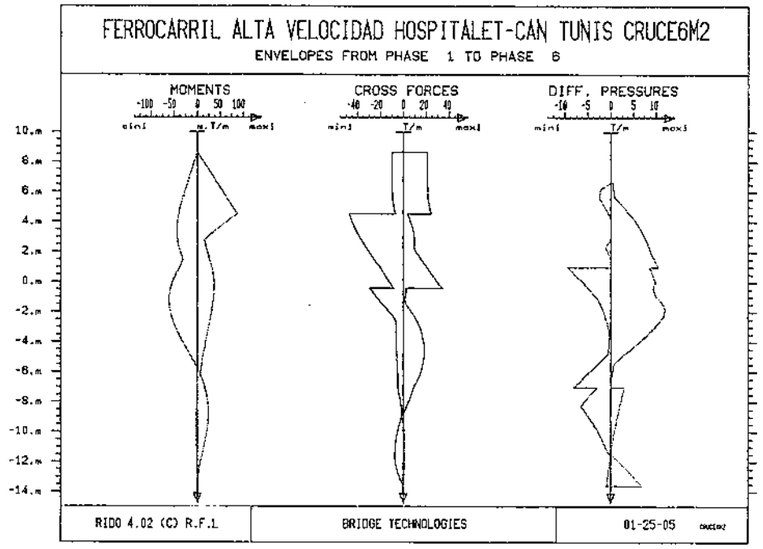
EJECUCIÓN DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES:



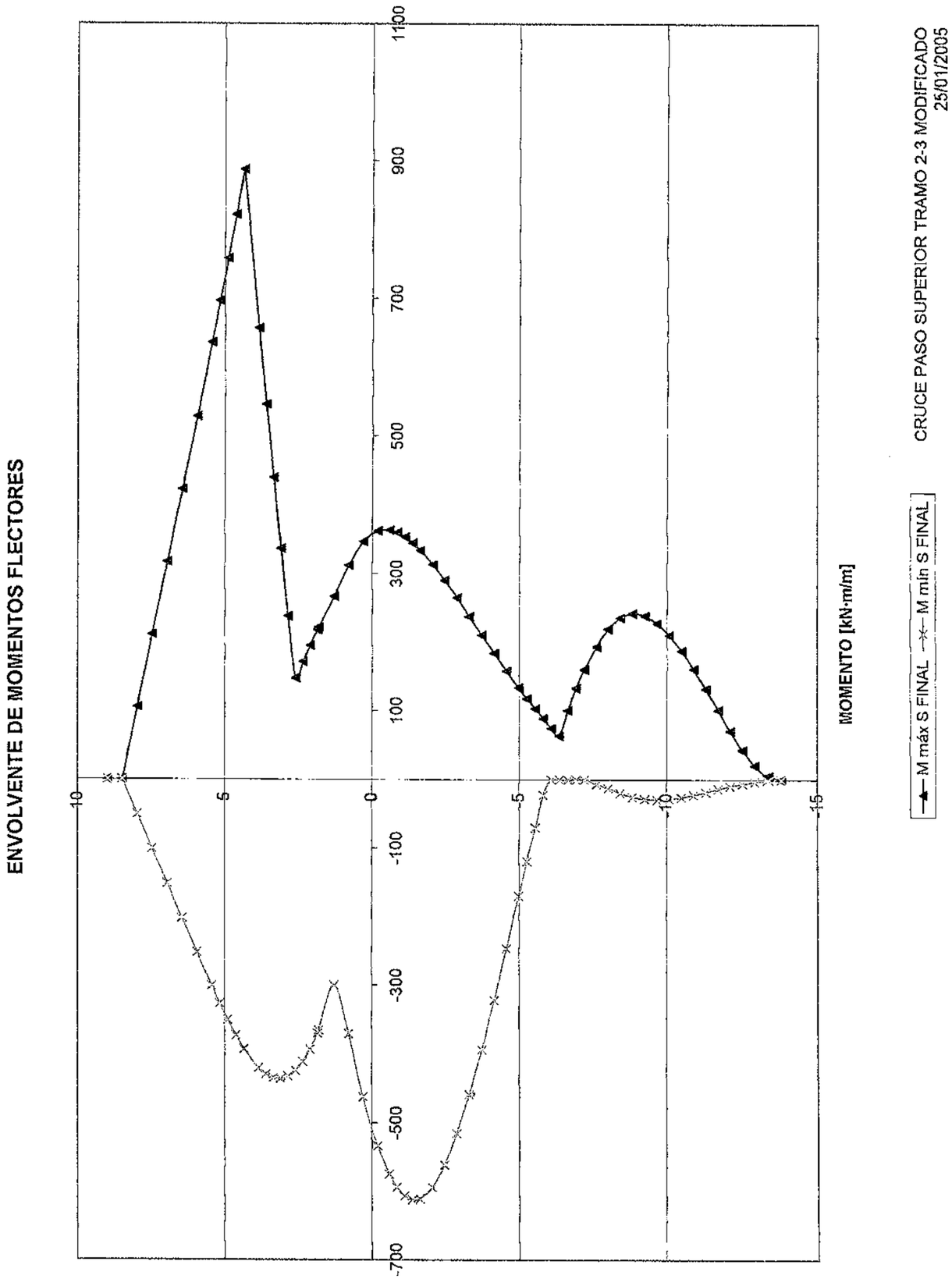
SUBIDA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



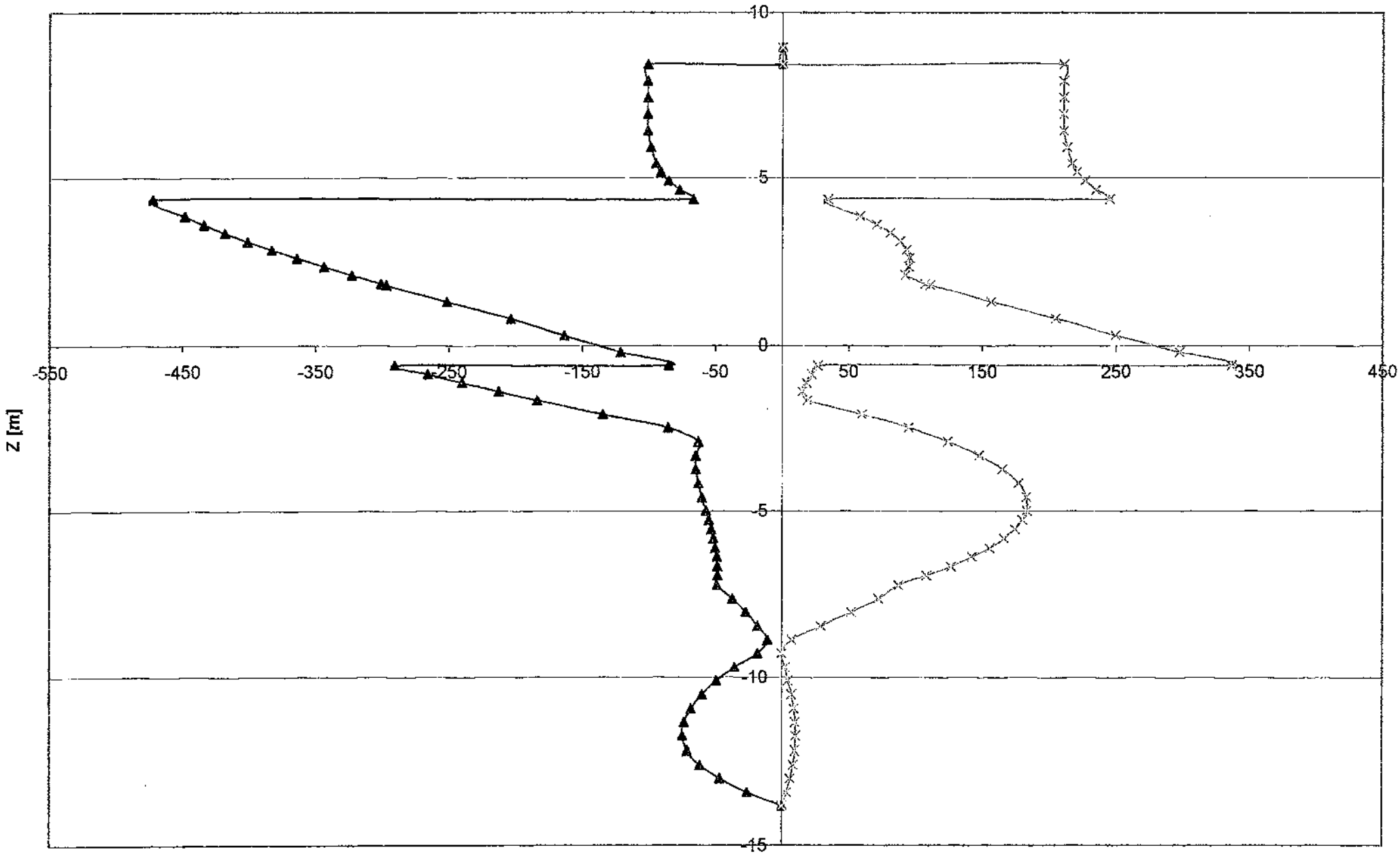
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)



ENVOLVENTE DE CORTANTES



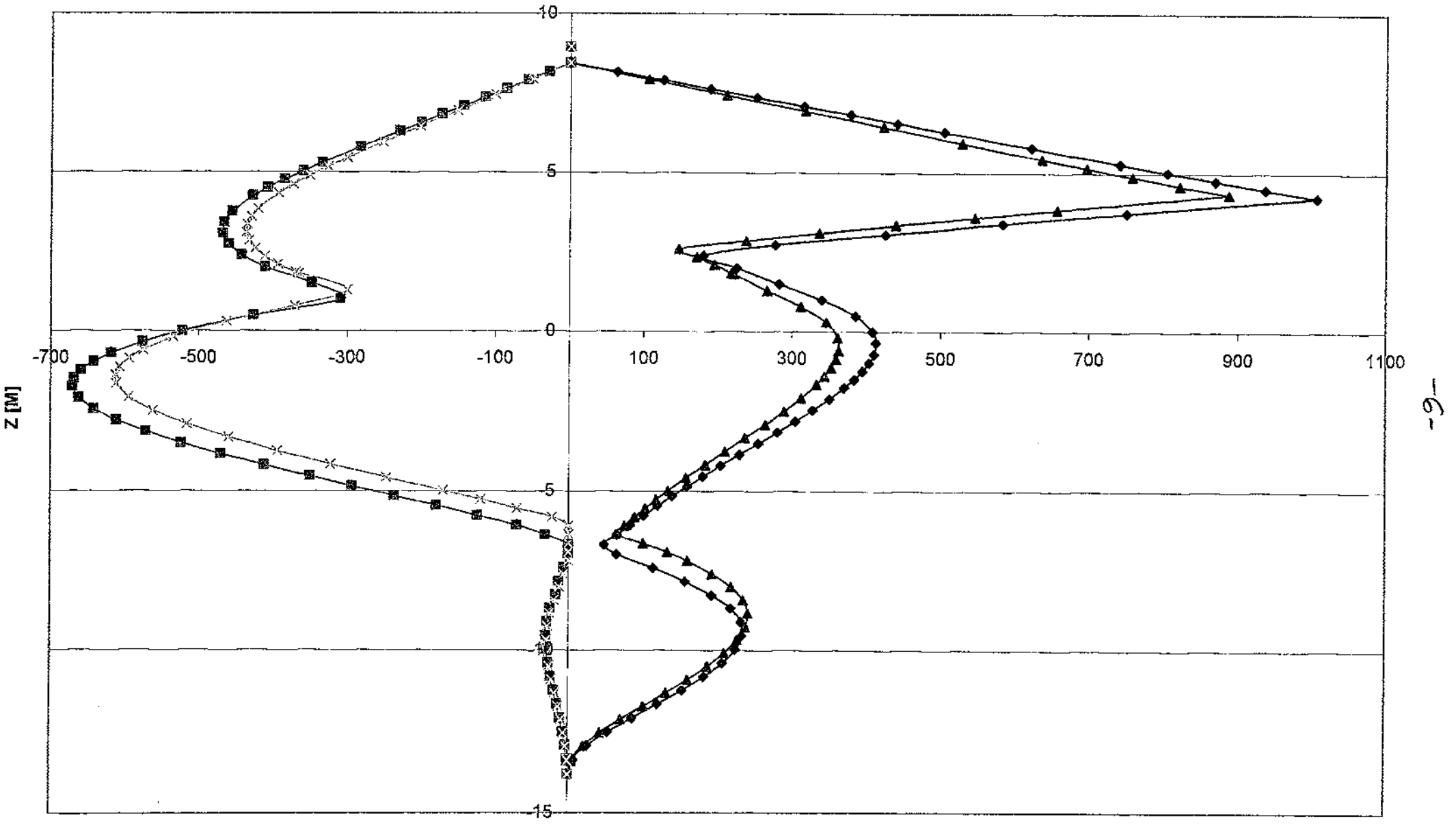
CORTANTES V [kN/m]

V mín S FINAL — V máx S FINAL

CRUCE PASO SUPERIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO
25/01/2005

a)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES tramo 2-3 pantalla izqda.



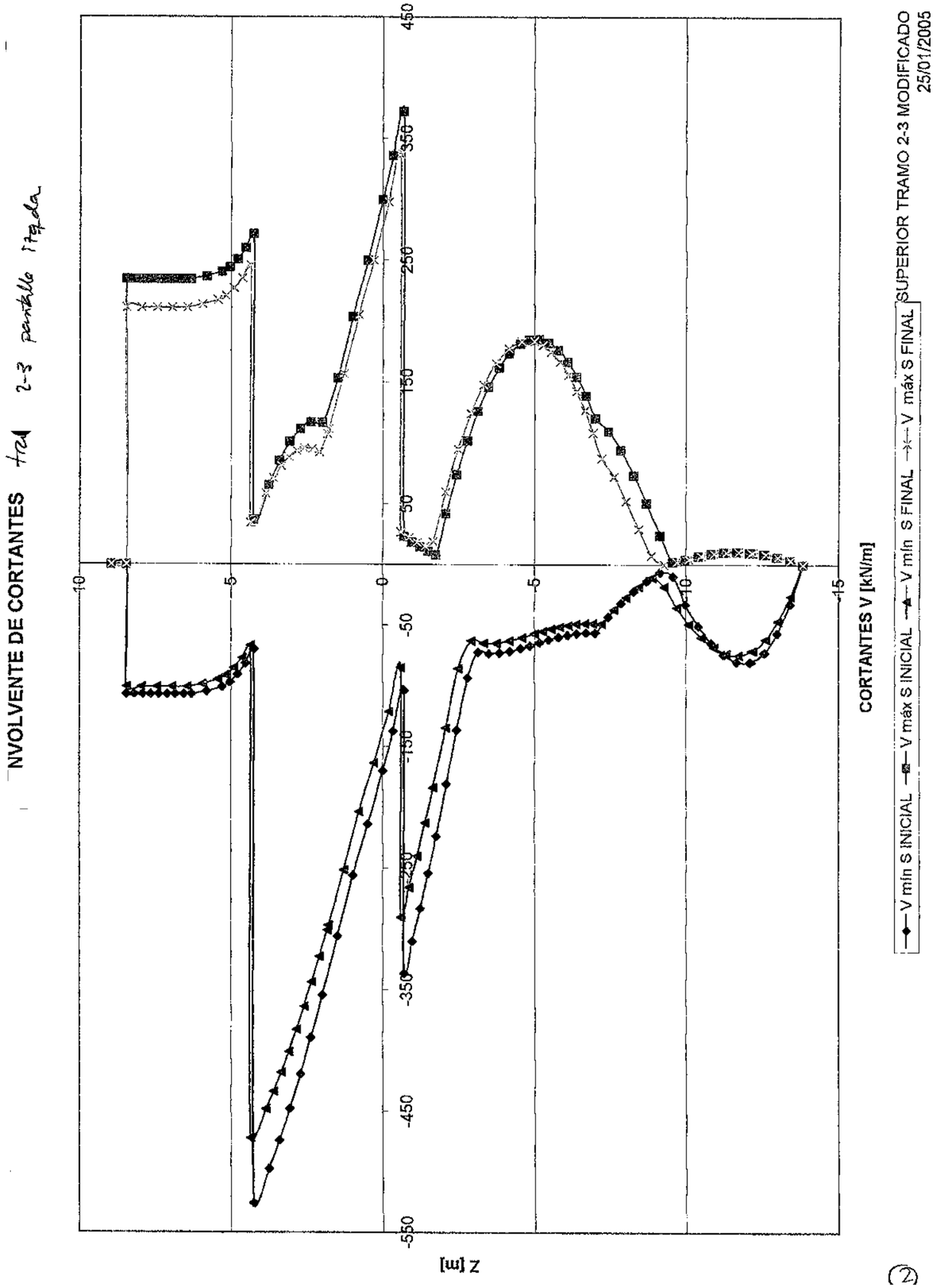
MOMENTO [kN·m/m]

M máx S INICIAL — M mín S INICIAL — M máx S FINAL — M mín S FINAL

SUPERIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO
25/01/2005

-9-

235



(2)

Can Tunis 25-Ou-05

NOTAS DE ARMADO.

I) FLEXIÓN

Ia) INTRADÓS

- m_k = 670,5 KN.m/m

  m_d = 1005,75 KN.m/m

  A_s = 40,86 cm²/m

  en 50cm A_s = 204,3 cm² → 45 ϕ25 (8+8) ϕ25 p.m.l

  A_{disp} = 44,18 cm²/m m_{lim} = 1118,4 KN.m/m (CG+ = 1,11 OK)

  x = 0,260 d = Falla dúctil por el acero en tracción.

- Momento último con 6 ϕ25 p.m.l

  A_s = 29,454 cm²/m, m_k = 774,54 KN.m/m m_{lim} = 516,36 KN.m/m

  Se tiene m_{lim} = 510 KN.m/m para z = -4,00 y z = 0,5m.

  Los ϕ25 deben llegar hasta:

  $z = -4,00 - \frac{h}{4,00} - \frac{l_b}{1,00} - \frac{95}{6 ENG} = -6,50m$ (anclaje)

  $z = 0,50 + h_{1,00} + h_{2,00} + t_{0,50} = 3,00m$

II) TRASDÓS

• Pico de momento $m_k = 1006,6$ kN·m/m

$m_d = 1509,9$ kN·m/m

$A_s \geq 64,89$ cm²/m

En bordes de 50cm → $A_s = 324,45$ cm² → 45 Ø32 (9 Ø32 pmd) 6+3

A_s disp = 69,664 cm²/m

$m_u = 1645,03$ kN·m/m (CSI = 1,08 OK!)

$x = 0,41d$ → Fallo dúctil, Falla por el hormigón comprimido con $\varepsilon_s > 2\%$

• Momento último con 6Ø25 pmd

$A_s = 29,454$ cm²/m; $m_u = 774,54$ kN·m/m; $m_{mk} = 516,36$ kN·m/m

Si tiene $m_k \leq 510$ kN·m/m para $z \leq 2,50$m los Ø32 deben llegar hasta $z = 2,50 - \frac{1,5}{6} - \frac{1,0}{d} - \frac{0,50}{\varepsilon} = -0,50$m

• Momento último con (6+5) Ø25

$A_s = 53,99$ cm²/m $m_u = 1331,87$ kN·m/m; $m_{mk} = 887,6$ kN·m/m

Si tiene $m_k \leq 825$ kN·m/m para $z \leq +3,50$m los Ø32 del retroceso deben llegar hasta $z = +3,50 - \frac{1,0}{d} - \frac{1,50}{6} - \frac{0,50}{\varepsilon} = +0,50$m

o 30 Ø25 a 25 Ø32

III) CORTANTES

• Pico de cortante $V_k = 526$ kN/m (← del lado opuesto al tipo del apoyo)

$V_d = 789$ kN/m

$A_s = (6Ø25 + 5Ø32) = 69,664$ cm²/m

$A_k \geq 21,70$ cm²/m/m → En 5,0m $A_k \geq 108,5$ cm²/m

→ $A_k \geq 2,03$ cm²/barra → Ø20

• Cortante último con Ø12

$A_s = 29,454$ cm²/m; $V_{u2} = 533,37$ kN/m; $V_{mk} = 355,6$ kN/m

$A_k = 12,064$ cm²/m/m

Si tiene $V_k \leq 350$ kN/m para 2,5 – 2,00m (Incluye descuelgue de ½ canto útil)

III) PUNZONAMIENTO

Carga máxima en puntales provisionales: $N_k = 800$ kN/m

$N_d = 1,50 \cdot 800 \cdot 2,50m = 3000$ kN (puntal

Esfuerzo máximo de punzonamiento

$\frac{\tau_{sd} \cdot d}{u_0 \cdot d} \leq f_{td}$; $f_{td} = 5,0$ MPa

Placa de apoyo del puntal 0,75 × 0,75 → $u_0 = 3,00$m

Sustituyendo valores

$\frac{3,00}{3,00 \cdot 0,65} = 4,54$ MPa $< f_{td}$ → OK!

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO:

$b_0 = U_1$; $A_d = A_w/s$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$F_{sd,ef} \leq \tau_{rd} U_1 d$ $\quad d = 0.65m$ (con todo seguro)

$\tau_{rd} = 0.12 \xi (100 \rho_e f_{cv})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 3.0 MN$

$\xi = 1.555$

$A_{sx} = 2\phi 20 \,a\, 0.15$; $A_{sx} = 41.893 cm^2/m$; $\rho_x = 0.004189$

$A_{sy} = (16+6)\phi 25 + 5\phi 32$ $\quad A_{sy} = 99.112 cm^2/m$ $\quad \rho_y = 0.00992$

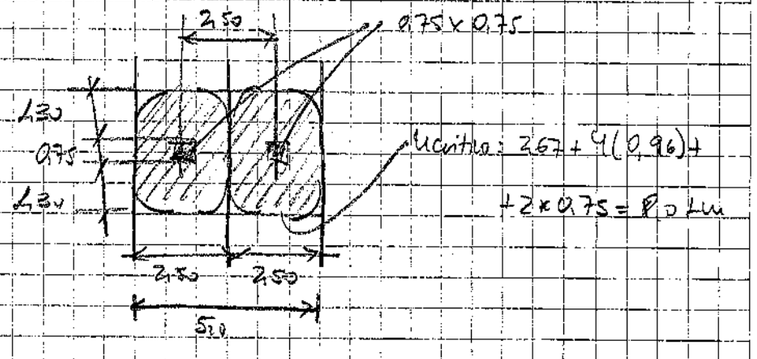
$\rho_e = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.006443$

Sustituyendo valores: $\tau_{rd} = 0.12 \cdot 1.555 (100 \cdot 0.006443 \cdot 25)^{1/3} = 0.471 MPa$

Para no tener armadura de punzonamiento

$U_1 \geq \dfrac{F_{sd,ef}}{\tau_{rd} \cdot d} = \dfrac{3.0 MN}{0.471 MPa \cdot 0.65m} \rightarrow 9.80m$

Perímetro crítico:



$U_{crítico} = 2.67 + 4(0.96) + 2 \times 0.75 = 8.01m$

como $U_{crítico} < U_1$ $\rightarrow$ HACE falta armadura de punzonamiento

Dimensionamiento tomando $U_1 = 10.00m$



$\xi = 1.555$

$\ell_1 = \longrightarrow A_{sx} = \phi 20 \,a\, 0.15$ $\quad A_{sx} = 20.95 cm^2/m$ $\quad \rho_x = 0.002095$

$A_{sy} = 6\phi 25$ (comb. mínima) $\quad A_{sy} = 29.454 cm^2/m$; $\rho_y = 0.0029454$

con lo cual $\rho_e = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.002484$

$V_{cu} = 0.12 \cdot 1.555 (100 \cdot 0.002484 \cdot 25)^{1/3} \cdot 10.0 \cdot 0.65 \cdot 1.0 = 1.858 MN$

$\rightarrow V_{su} > V_d - V_{cu} = 3.00 - 1.858 = 1.14 MN$

$V_{su} = \Sigma \frac{A_w}{s} z \operatorname{sen}\alpha [\cot g^2 \alpha + \cot g \theta] \cdot f_{yd} \operatorname{sen}\alpha$ $\quad z = 0.9d = 0.9 \cdot 0.65 = 0.585m$

$\frac{A_w}{s} \geq \dfrac{1.14 MN}{0.585 m \cdot 400 MPa} = 49.91 cm^2/m = \frac{A_{sw}}{s}$

a) Tomando $s = 0.15 \rightarrow A_{sw} = 7.32 cm^2$ en cada plano $\rightarrow 1.83 cm^2/barra$

Se cubre con la armadura dispuesta

b) Tomando $s = 0.60 \rightarrow A_{sw} = 29.29 cm^2$/plano

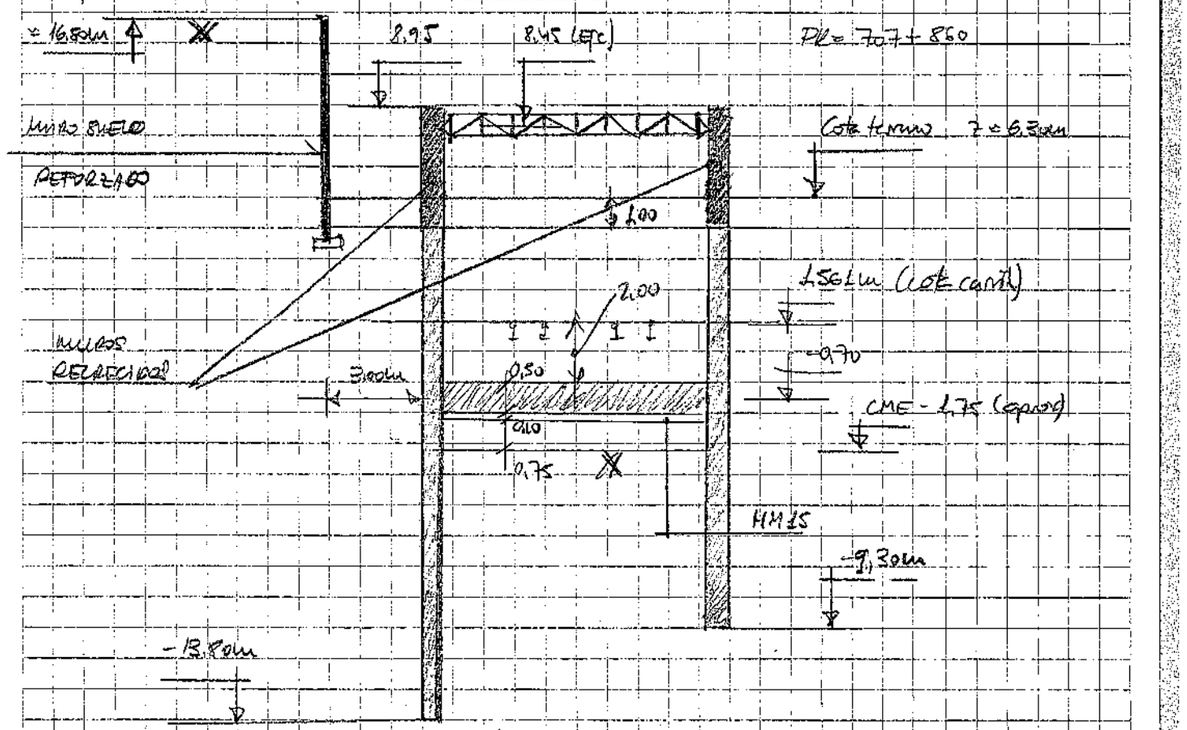
En 5.0m entran 34 planos $\rightarrow A_s \geq 0.86 cm^2/barra$

Se cubre con la armadura dispuesta

Pantalla derecha 707+860

Misma geometría que en el caso anterior

Archivo Ribo: CRUCE_YM2.RIO ← Con puntales pasivos

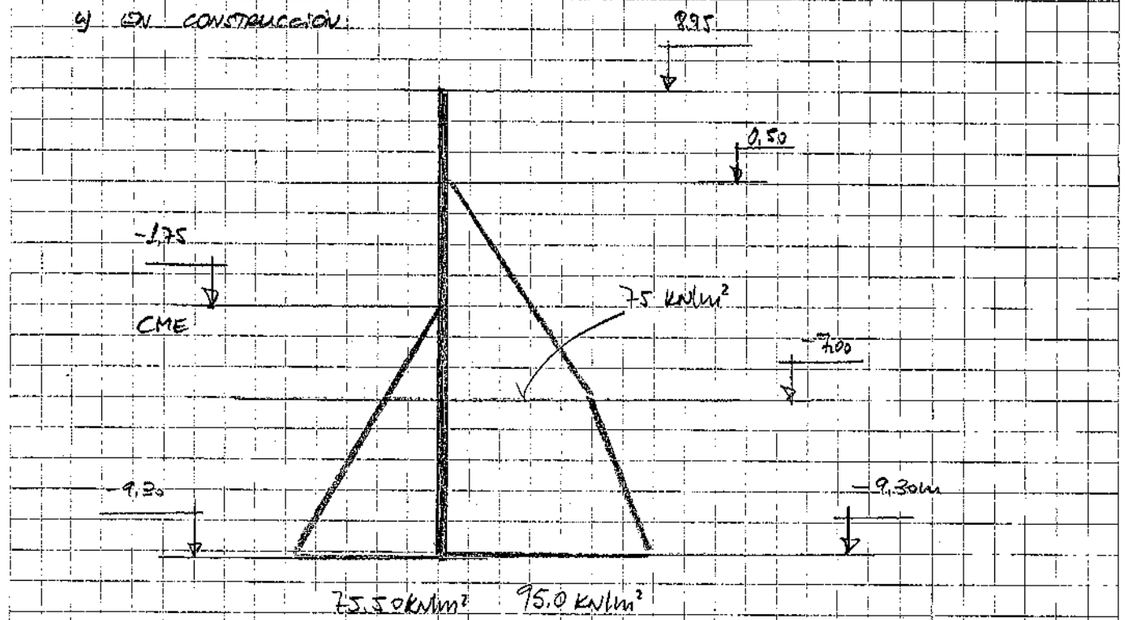


Cuando los puntales son pasivos se aplica también la reacción del cargadero de proyecto

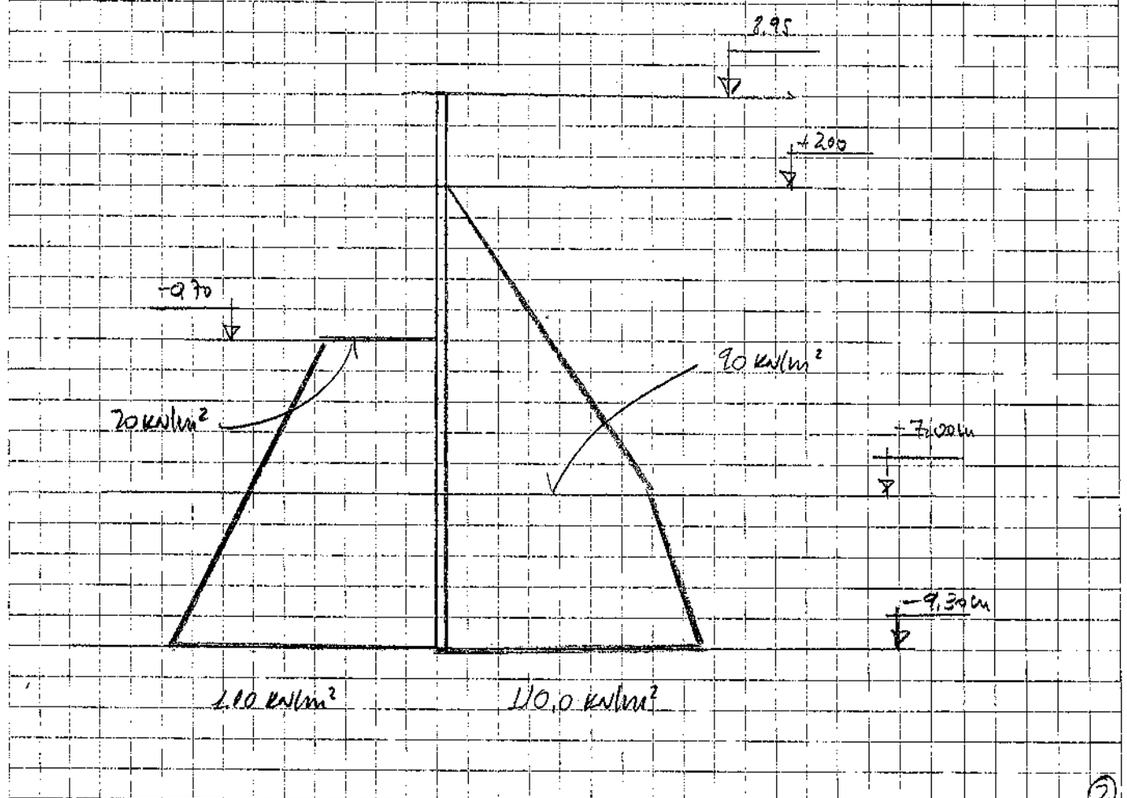
Mismo procedimiento constructivo que en el caso anterior

PRESIONES DE AGUA:

a) EN CONSTRUCCIÓN:



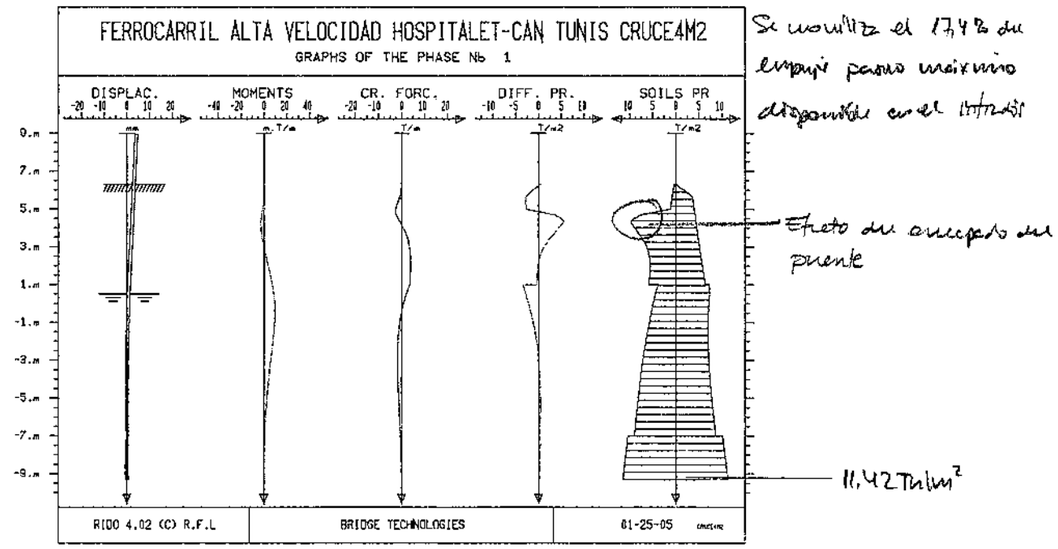
b) EN ETAPA DEFINITIVA POR CARRERA DE MAREA EXTREMA



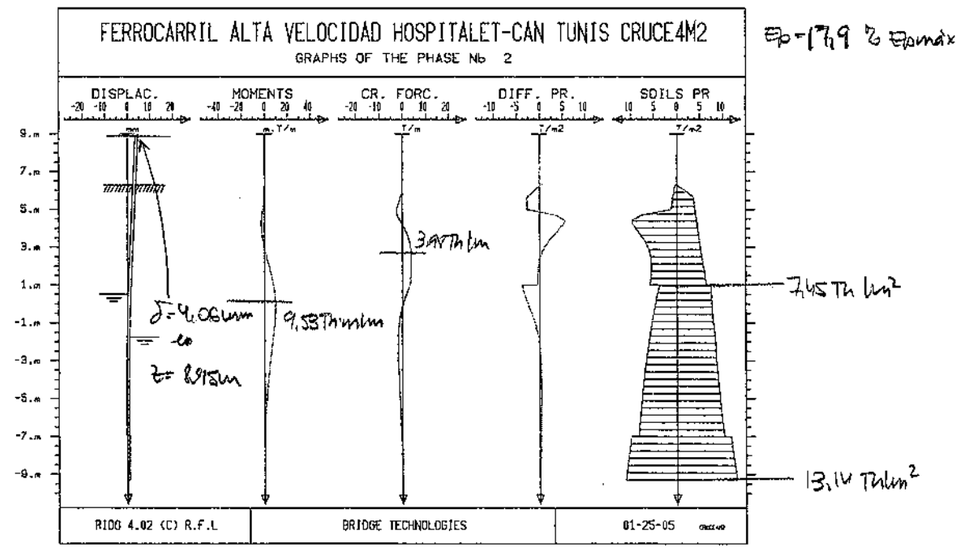
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE4M2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 2-3 SECCION 707+860 (MAXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLEN)
* PANTALLA DERECHA
8.95✓
-9.3 0.8^3*2.726E6/12 ✓ → pantallas de e = 80cm
6.3✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
SUB(1,1) 6.3 0.0 35.0 1.0✓
SUB(1,1) 5.0 0.5 2.5 34.0✓ ← Reacción del encepado de la pila del puente
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -9.3 9.5✓
WAT(2) -1.75 0.0✓
WAT(2) -9.3 7.5✓
CAL✓
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA
EXC(2) 3.75✓
CAL✓
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 8.45 1.0 0.0 0.0 45500.0✓
STR 4.25 1.0 0.0 0.0 45500.0✓
EXC(2) -1.75✓
CAL✓
* ETAPA 3: EJECUCION DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA PUNTAL
PROVISIONAL
STR -0.7 1.0 0.0 0.0 250000 ✓
STR(0,2)✓
CAL✓
* ETAPA 4: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -9.3 ~~10.5~~ 11,0✓
WAT(2,1) -0.7 0.0 2.0✓
WAT(2) -9.3 ~~10.5~~ 11,0✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```


CRUCE CON EL PASO SUPERIOR (RAMAL DE LA RONDA LITORAL)
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
TRAMO 2-3 SECCIÓN DE MÁXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLÉN
707+860 -PANTALLA DERECHA-.

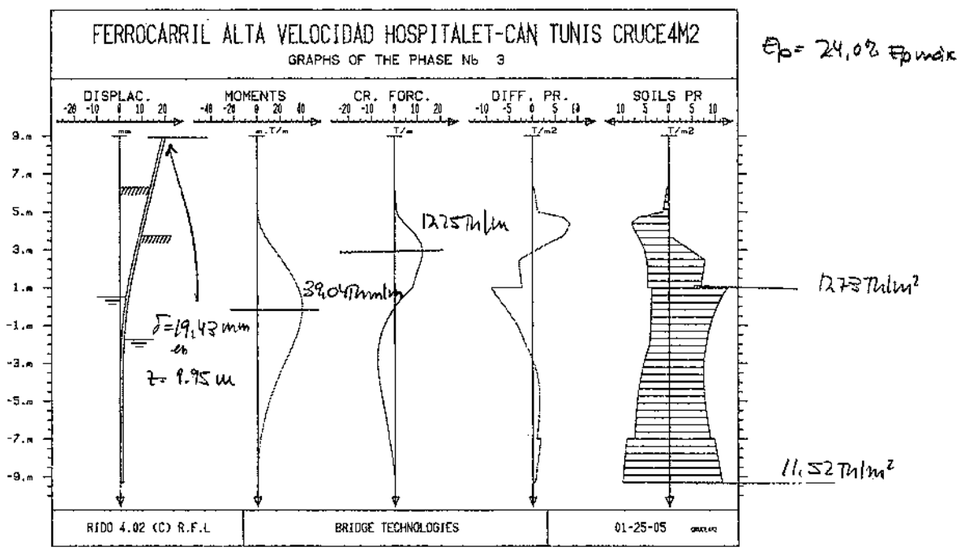
ESTADO PREVIO:



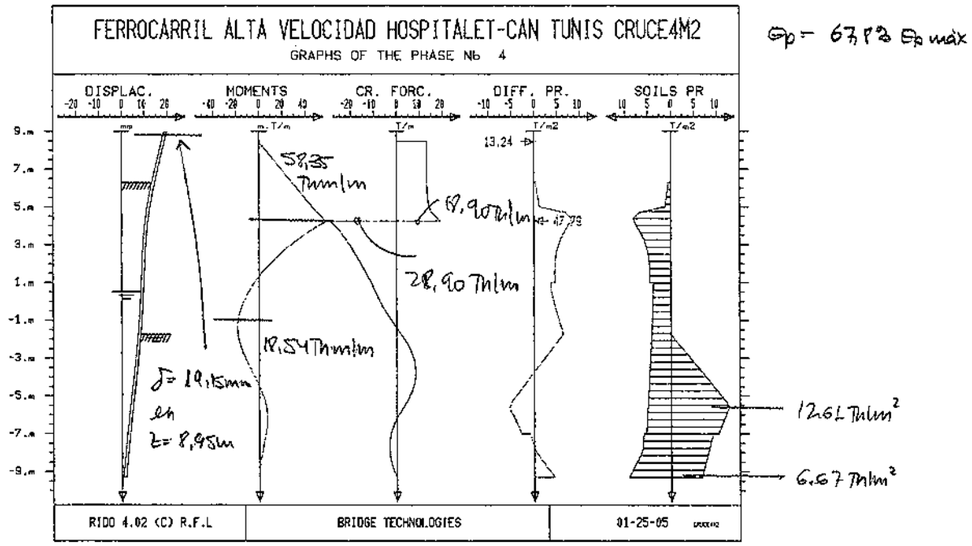
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



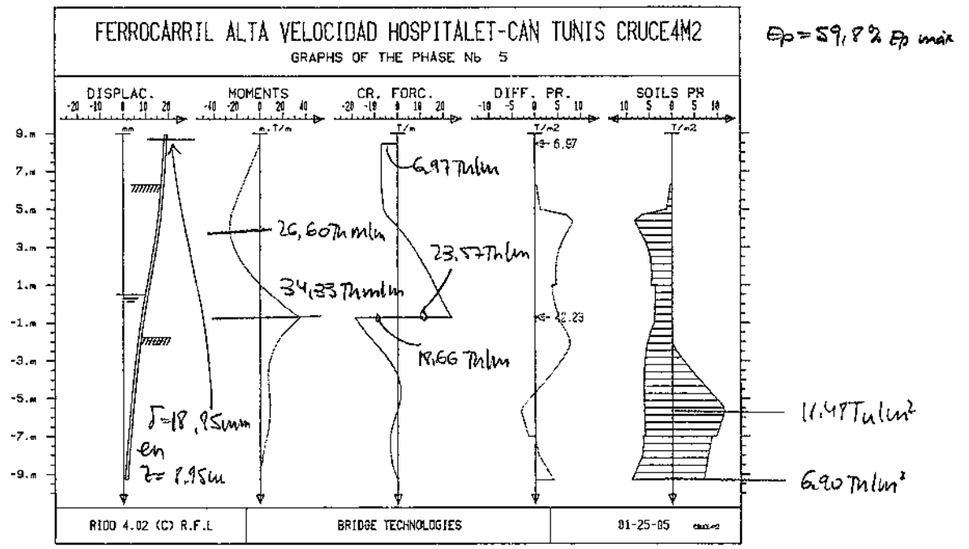
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA:



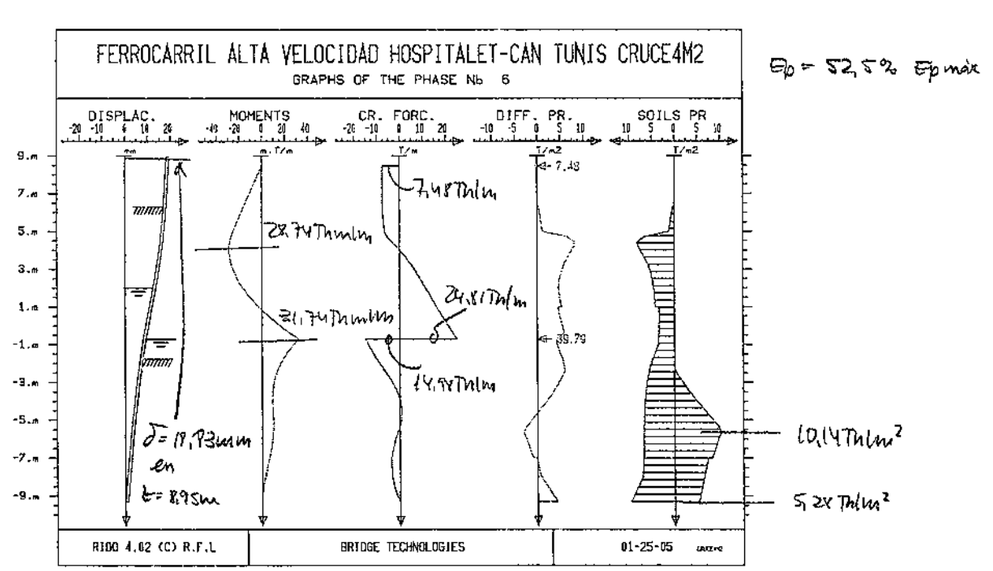
PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



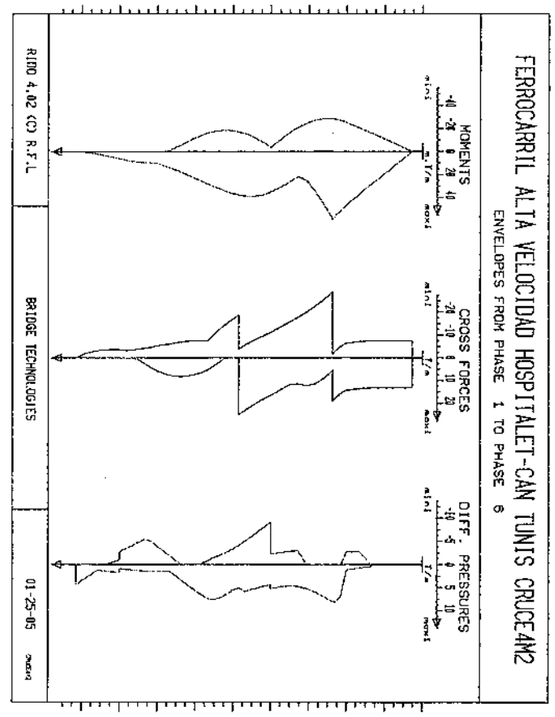
EJECUCIÓN DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES:



SUBIDA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:

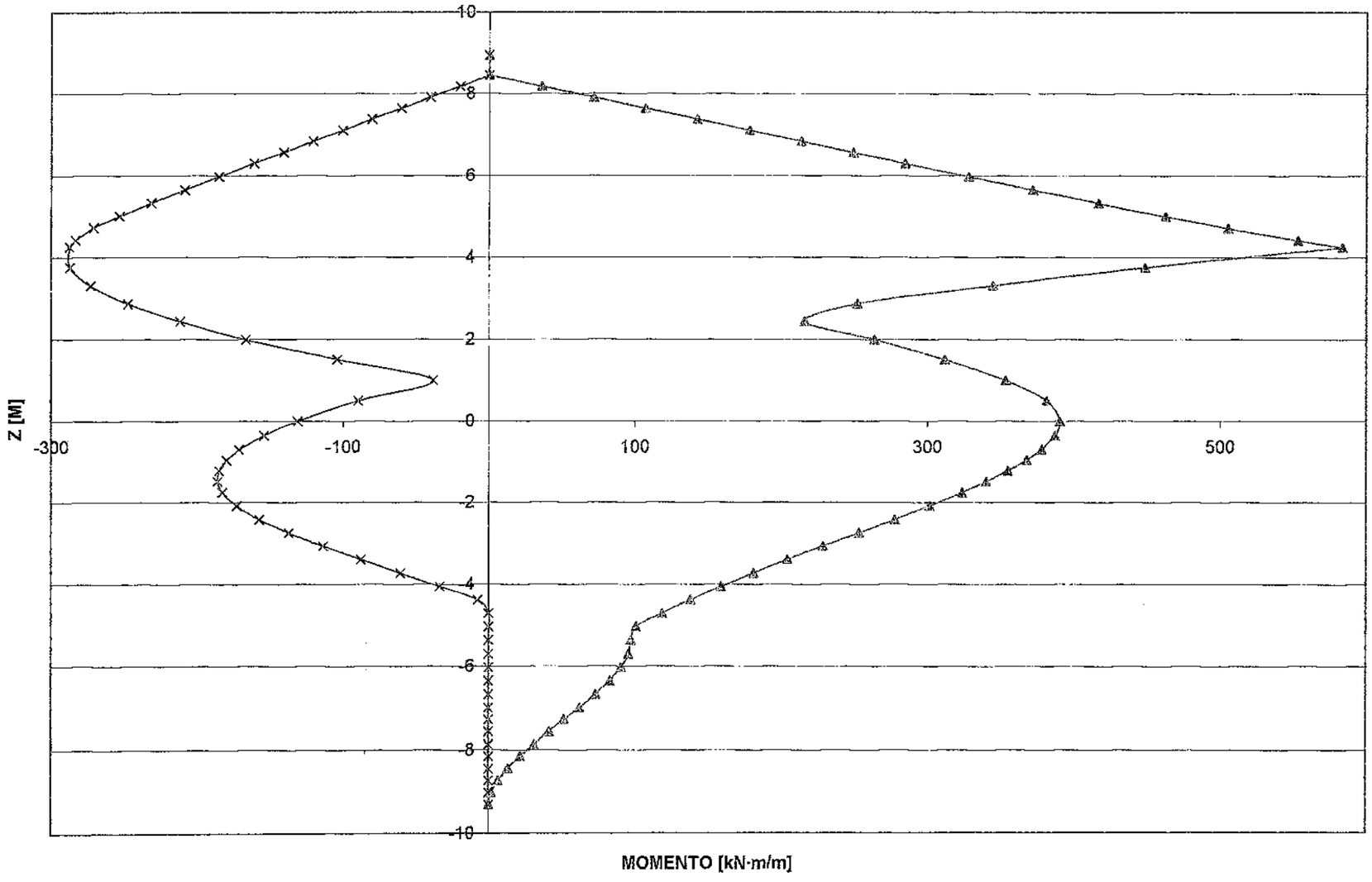


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:

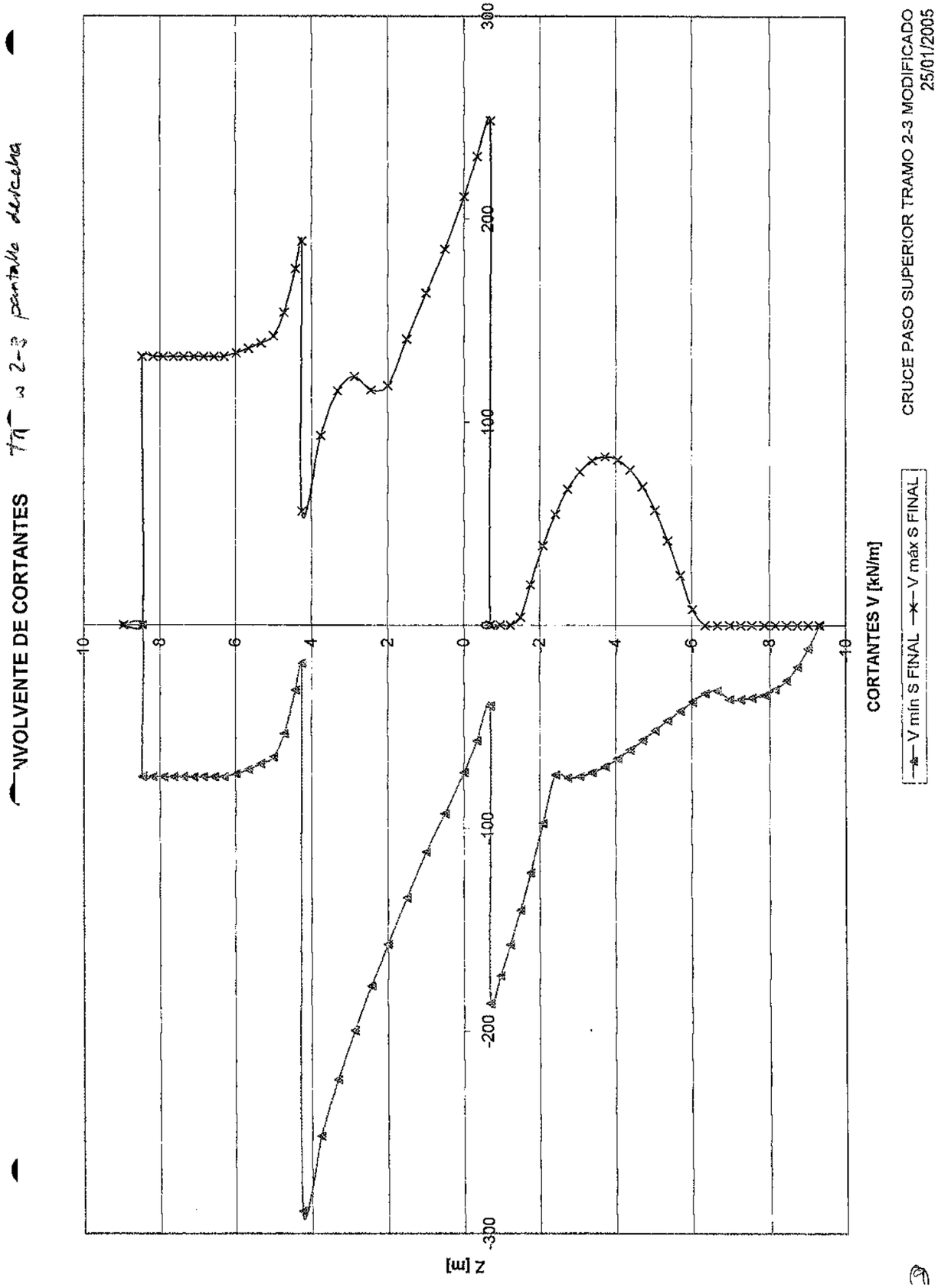


(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES *Tramo 2-3 pantalla derecha*



CRUCE PASO SUPERIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO
25/01/2005



Cons. Tunnel 25-04-05

COMPROBACIONES ADICIONALES:

Se introducen como acciones las fuerzas en los puntales obtenidas del análisis en la pantalla del margen izquierdo.

Etapa: Puntales

- Colocación de puntales provisionales y excavación hasta cota
  Pnv: 79,76 Tn/m
  Def: -23,46 Tn/m
  Cambio en las reacciones por subida del NF.
- Ejecución losa y retirada del puntal provisional
  Def: 10,36 Tn/m → 10,09 Tn/m
  Cota: 69,26 Tn/m → 69,21 Tn/m

↑

Son bastante invariantes con el cambio de rigidez de los puntales y losa de fondo

→ Menores inestabilidades en la carga real por comportamiento global

Archivo RIDO: CRUCE5M2.RIO

- No se tiene en cuenta para esta comprobación la reacción transmitida por el empuje del puente ni descarga de cuba en el terreno
- Mismas fases de excavación y pronoms de capa que en el caso general!

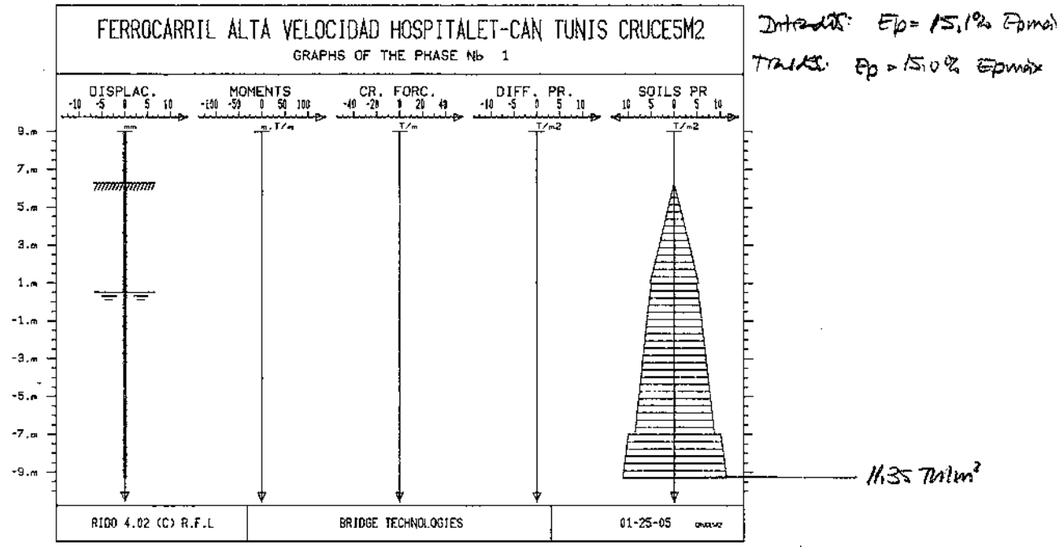
SE DIMENSIONA PARA LA ENVOLVENTE DE AMBAS

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE5M2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 2-3 SECCION 707+860 (MAXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLEN)
* PANTALLA DERECHA, COMPROBACION CON CARGAS EN LOS PUNTALES
8.95✓
-9.3 0.8^3*2.726E6/12✓  pantallas e=a90m
6.3✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0 ✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -9.3 9.5✓
WAT(2) -1.75 0.0✓
WAT(2) -9.3 7.5✓
CAL ✓
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA
EXC(2) 3.75✓
CAL✓
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
CFM 8.45 23.46✓   } Se introducen las cargas en los puntales como acción sobre el
CFM 4.25 -79.76✓  }   pantalla
EXC(2) -1.75✓
CAL ✓
* ETAPA 3: EJECUCION DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA PUNTAL
PROVISIONAL✓
CFM 8.45 -10.36✓
CFM 4.25 0.00✓  ← anula la anterior (→ Retirada del puntal)
CFM -0.7 -69.26✓
CAL✓
* ETAPA 4: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -9.3 11.0✓
WAT(2,1) -0.7 0.0 2.0✓
WAT(2) -9.3 11.0✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

apenas hay variación en las cargas sobre los puntales por cambio en el Nivel Freático por carrera de marea extrema.

CRUCE CON EL PASO SUPERIOR (RAMAL DE LA RONDA LITORAL) (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
TRAMO 2-3 SECCIÓN DE MÁXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLÉN 707+860 -PANTALLA DERECHA-. COMPROBACIONES ADICIONALES BAJO CARGAS DE LOS PUNTALES

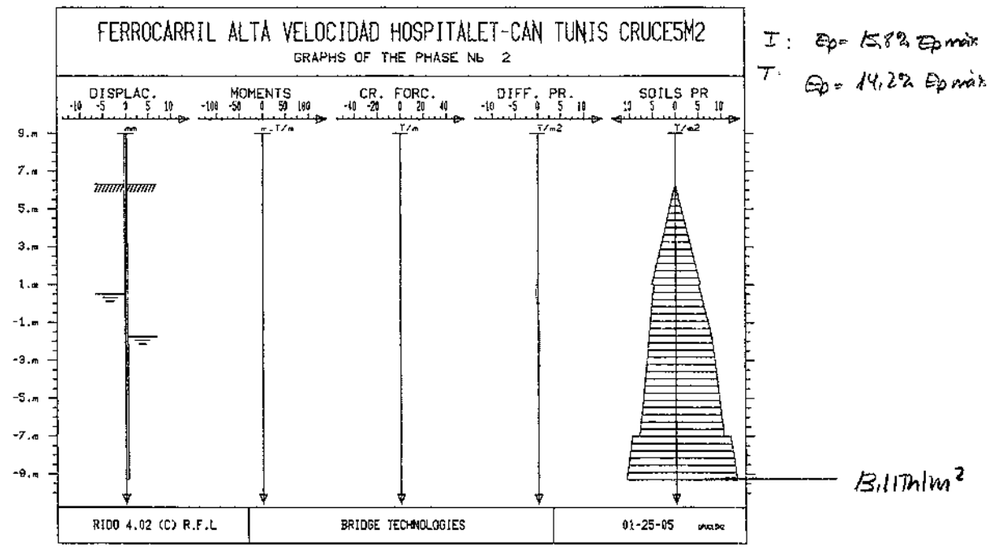
ESTADO PREVIO:



Intrados: Ep = 15,1% Epmáx
Trasdós: Ep = 15,0% Epmáx

11,35 Tn/m²

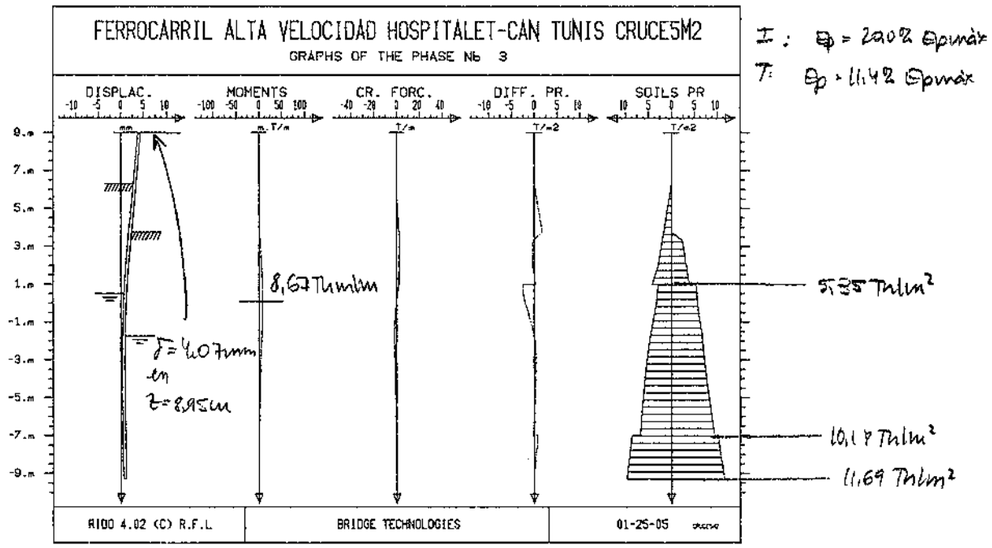
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



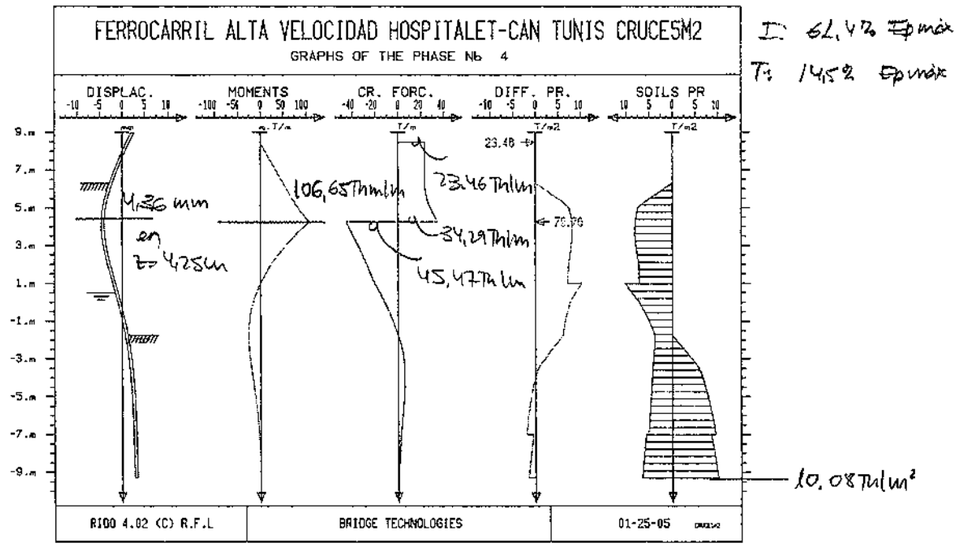
I: Ep = 15,8% Epmáx
T: Ep = 14,2% Epmáx

11,17 Tn/m²

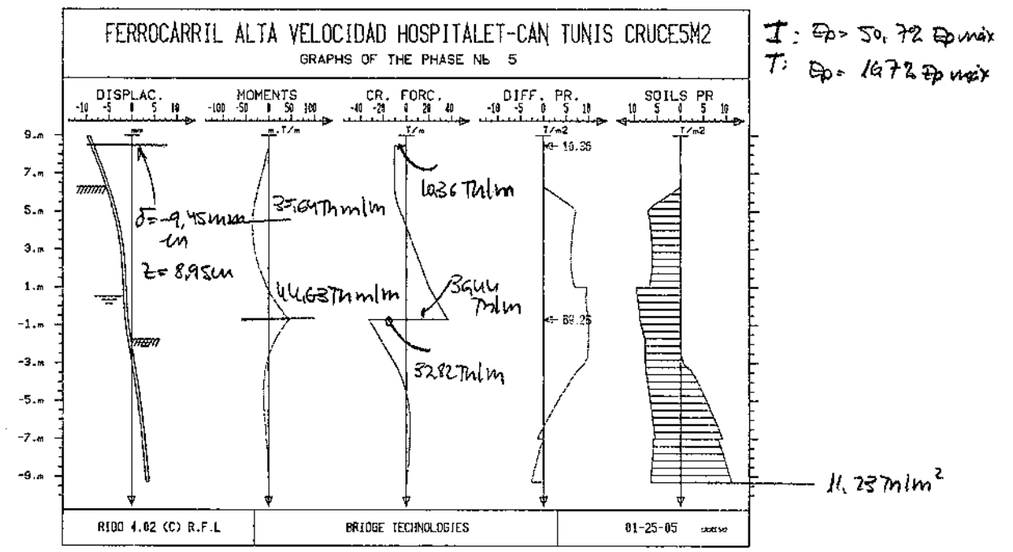
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA:



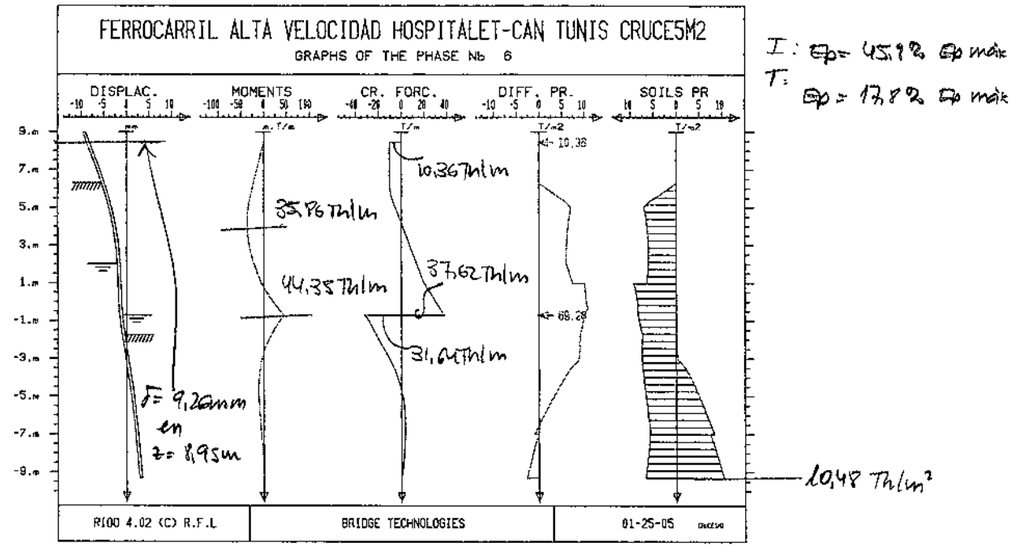
PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



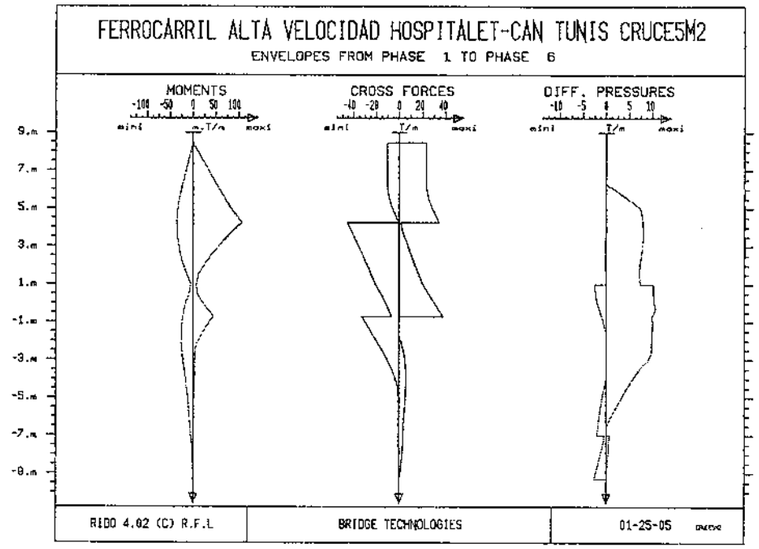
EJECUCIÓN DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES:



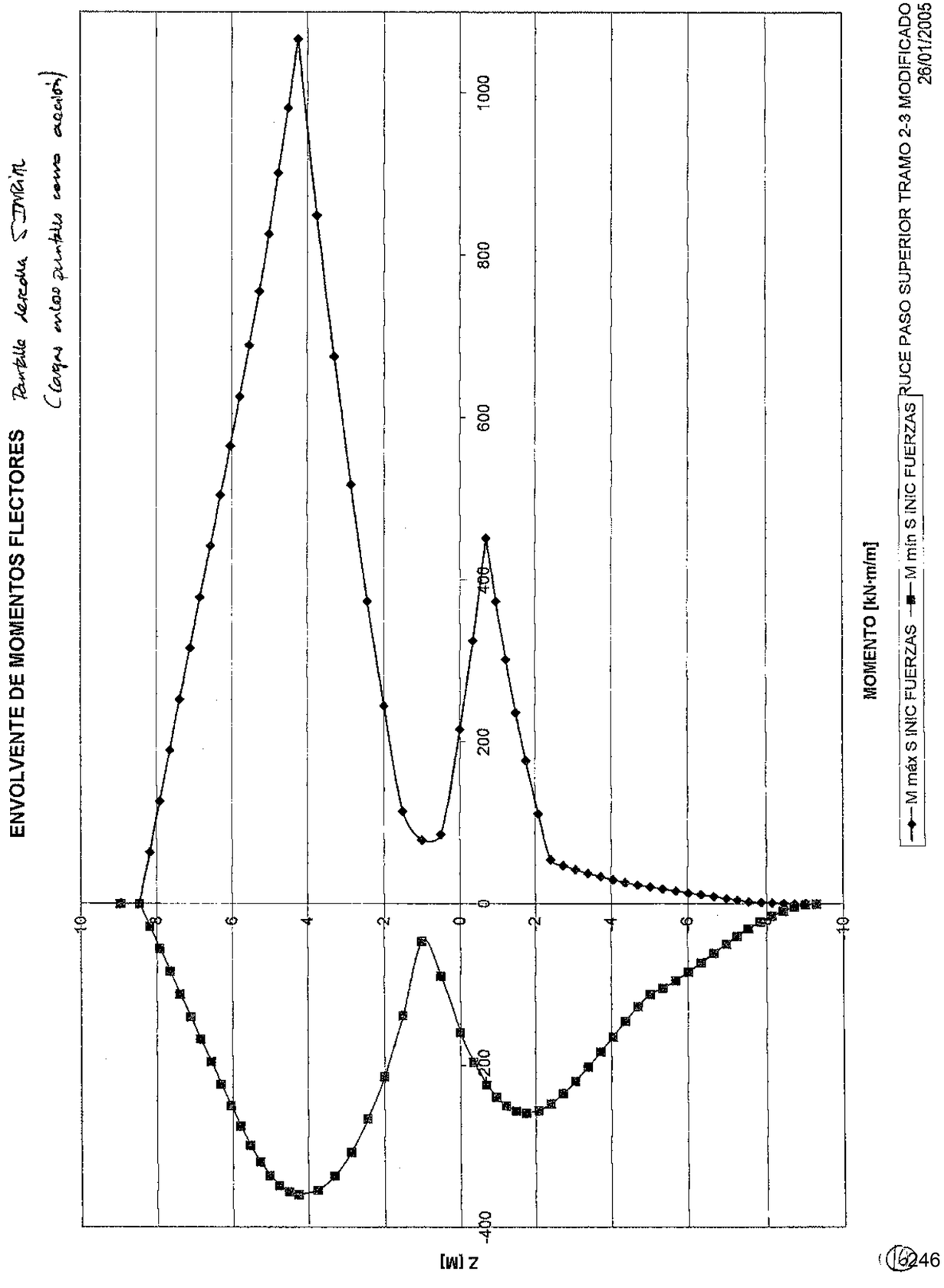
SUBIDA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:

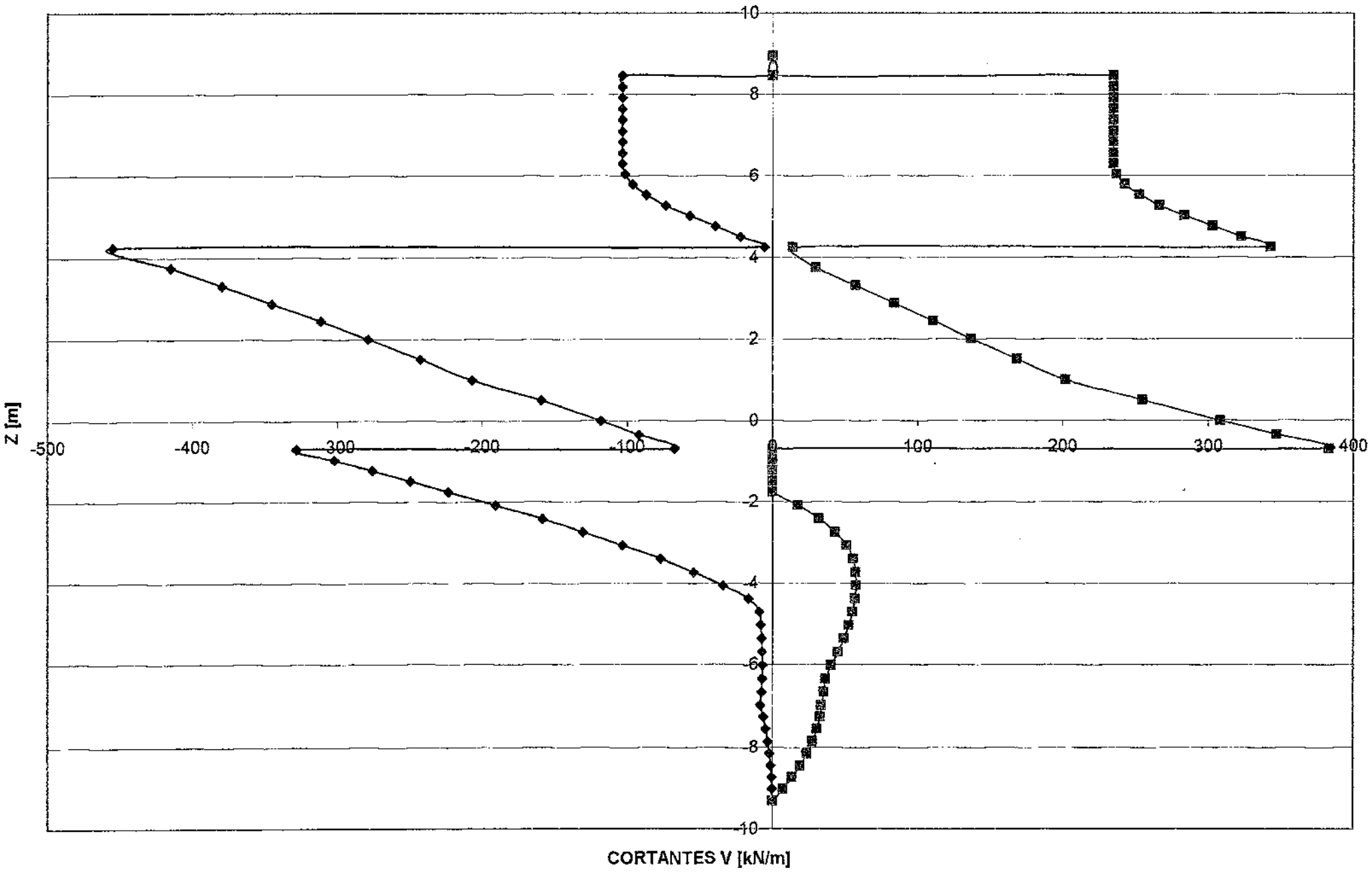


(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)



NVOLVENTE DE CORTANTES

Pa la derecha S.INICIAL
(Claro en los puntales como acotón)



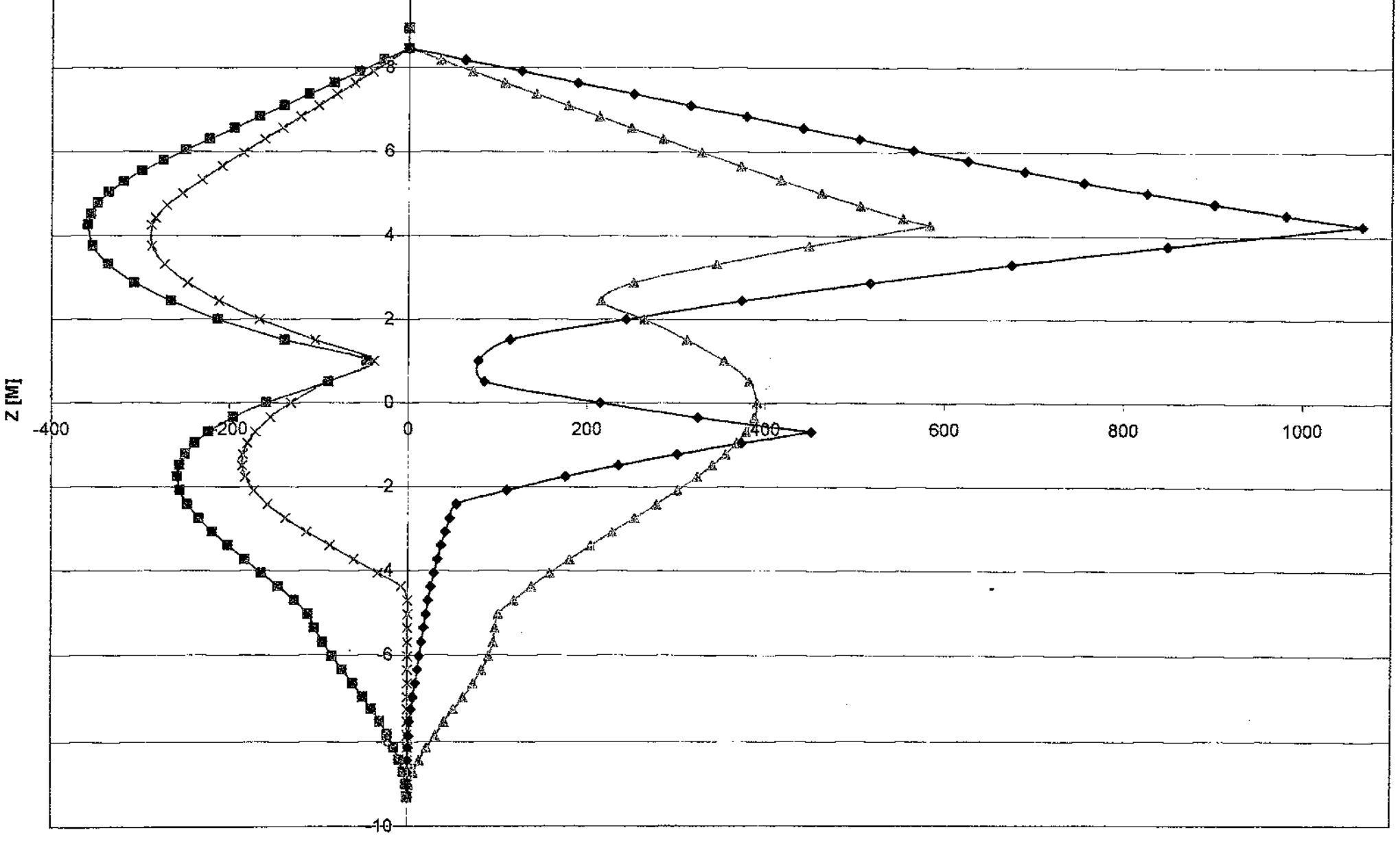
CORTANTES V [kN/m]

V mín S INIC FUERZAS — V máx S INIC FUERZAS

PUENTE PASO SUPERIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO
26/01/2005

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

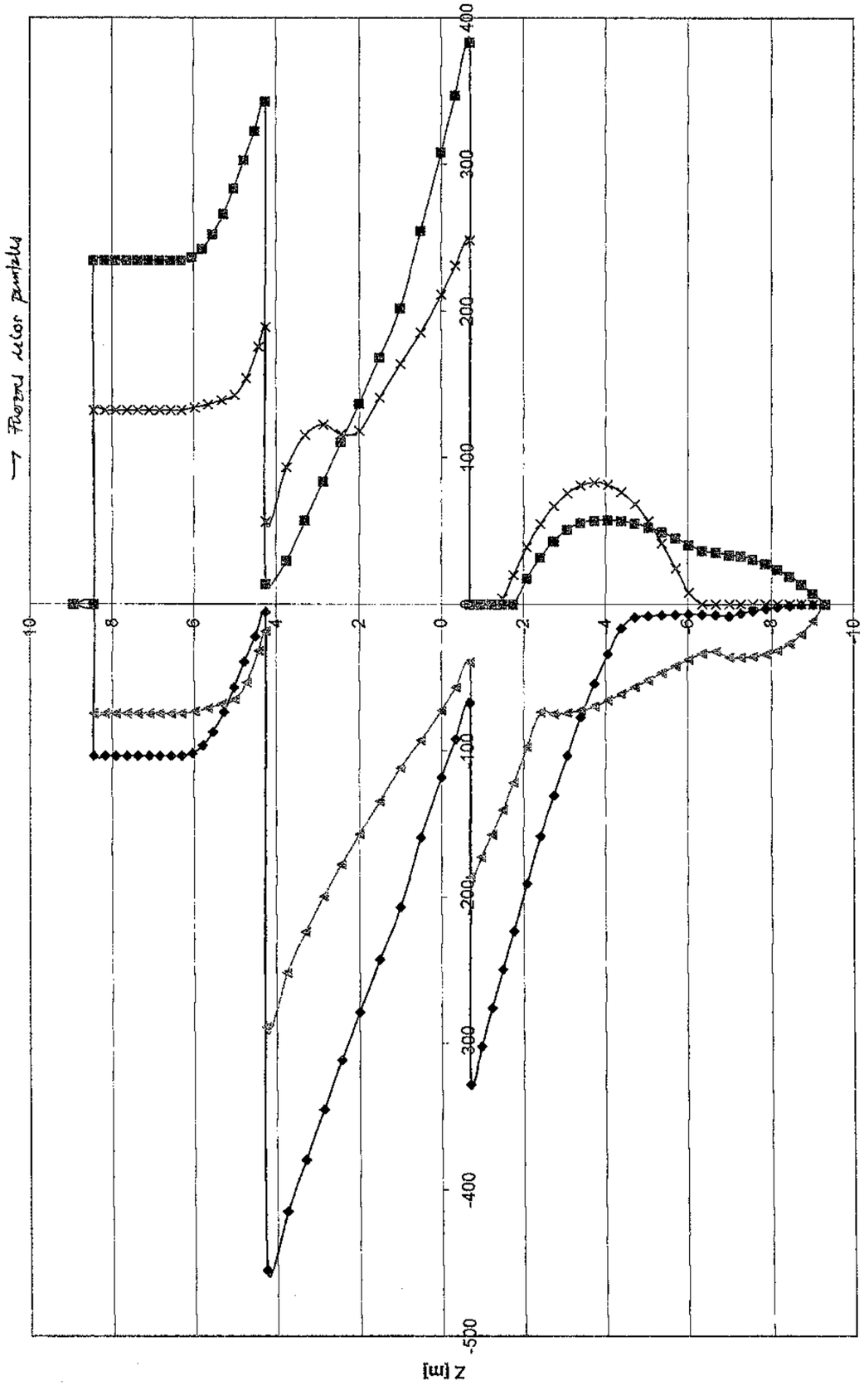
Envolvente pantalla derecha S.INICIAL
→ puntales
→ Fuerzas sobre puntales.



MOMENTO [kN-m/m]

M máx S INIC — M mín S INIC — M máx S INIC FUERZAS — M mín S INIC FUERZAS

PUENTE PASO SUPERIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO
26/01/2005



(19)

Con Jmm

-8-

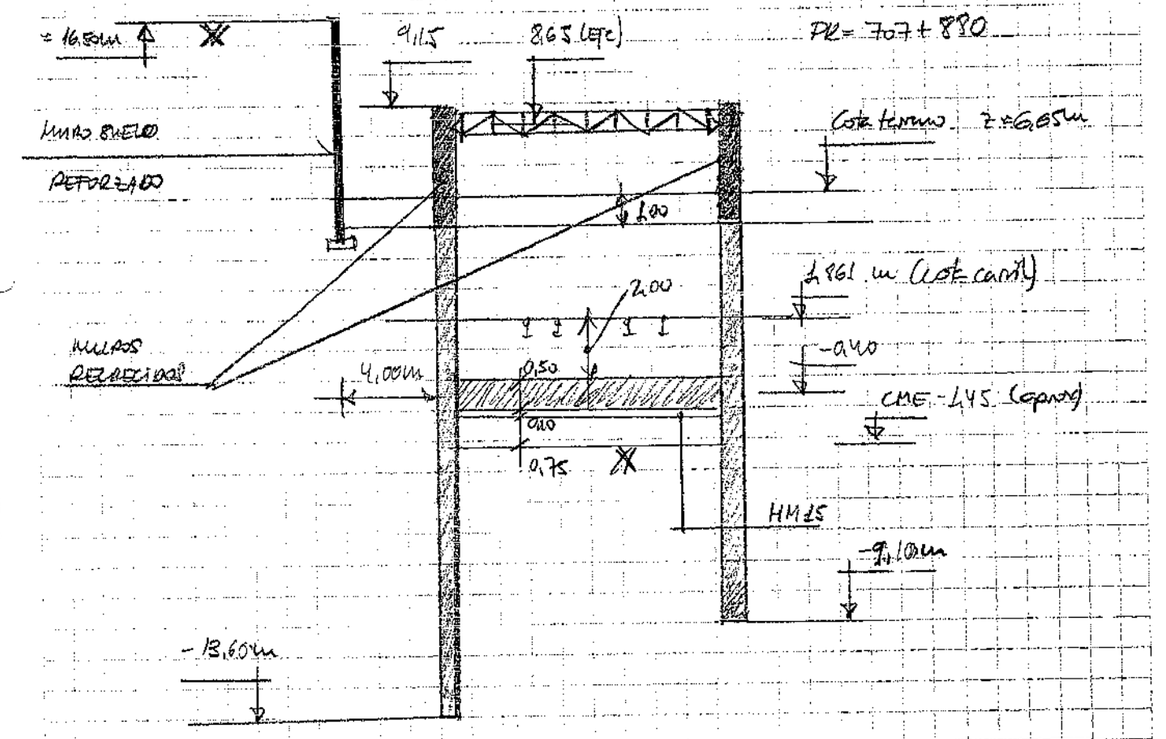
26-Dic-05

Pantalla derecha

707+880

Mismo procedimiento constructivo que en el caso anterior.

Archivo R100: CRUCE8M2.R10 ← Con puntales pasivos



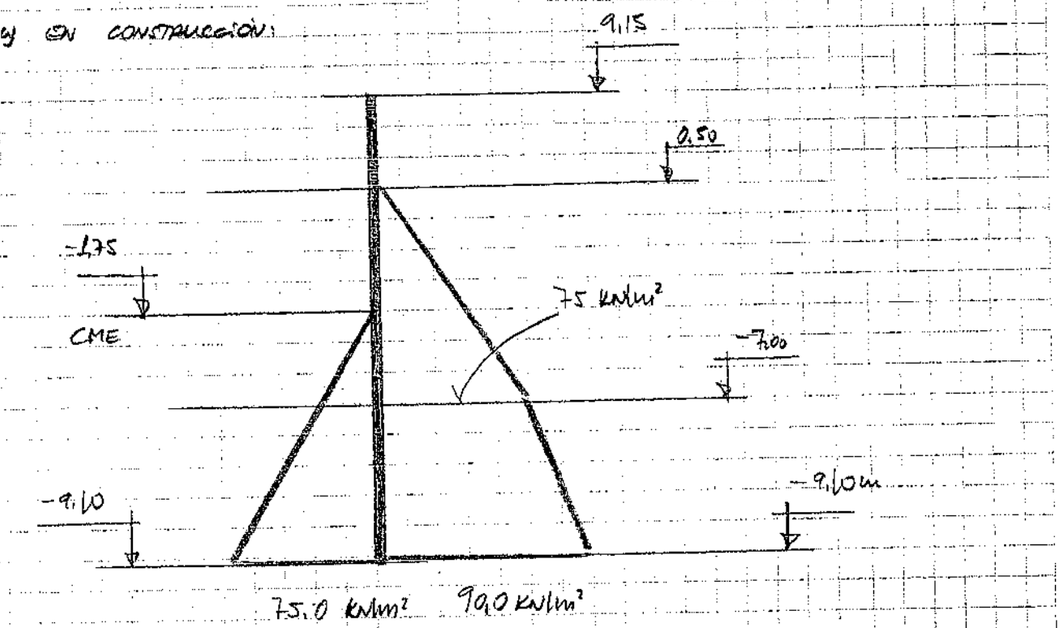
Cuando los puntales son pasivos se aplica también la reacción del cargadero de puente

Mismo procedimiento constructivo que en el caso anterior.

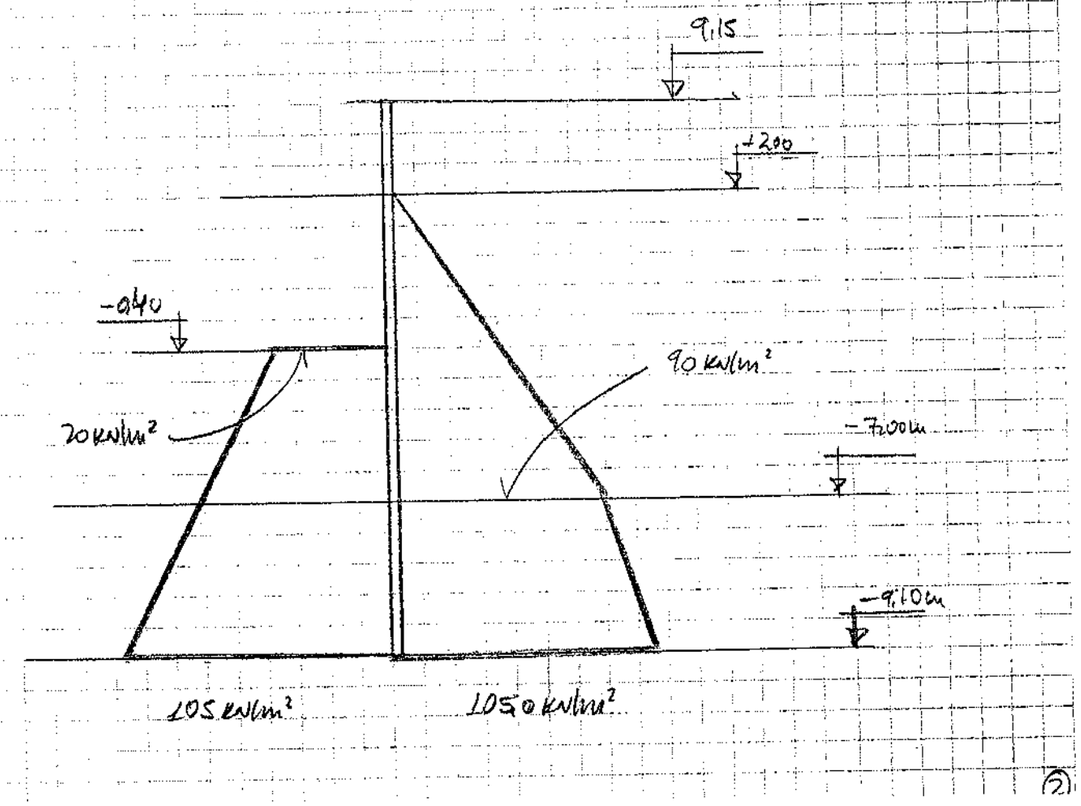
(1)

PRESIONES DE AGUA:

a) EN CONSTRUCCIÓN:



b) EN ESTADO DEFINITIVO POR CARRERA DE MAREA EXTREMA

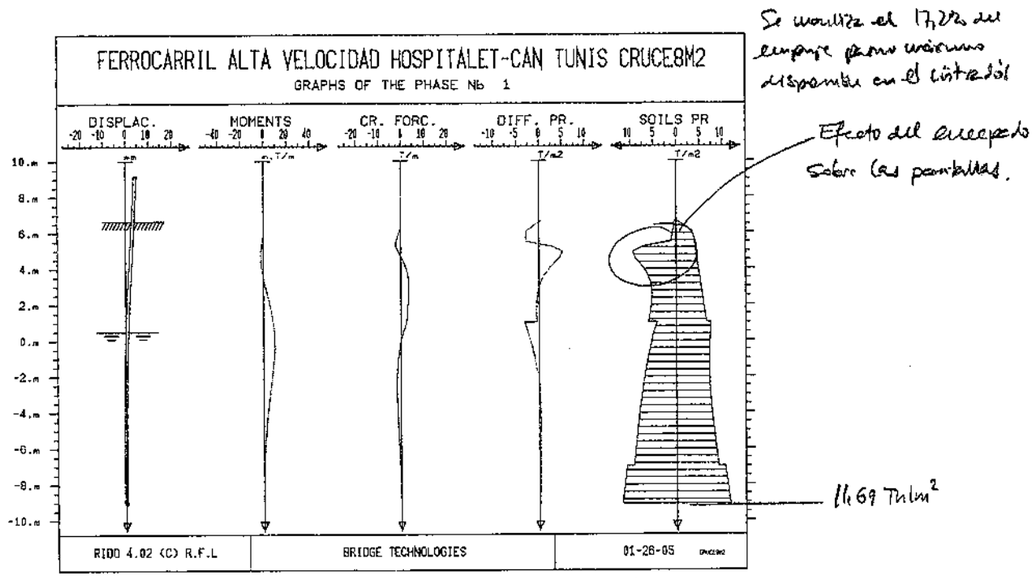


(2)

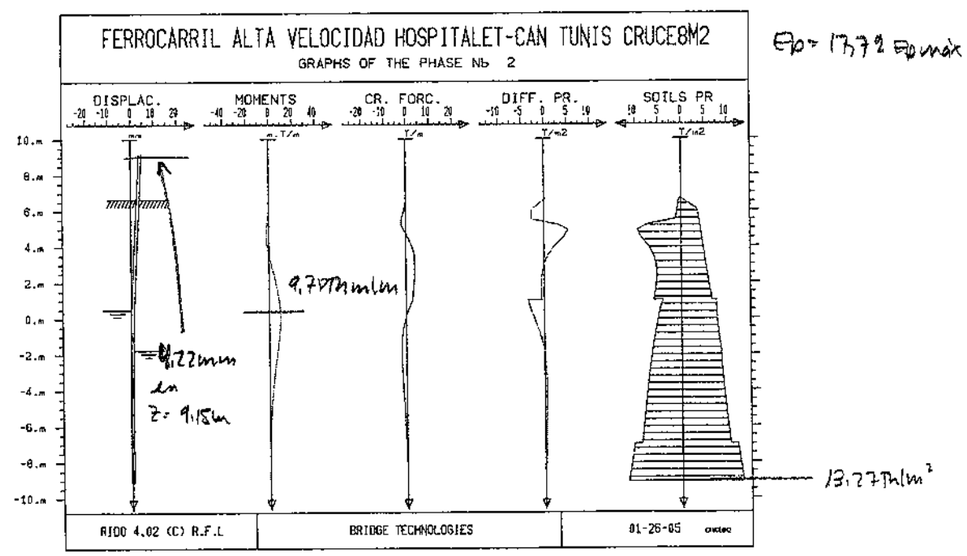
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE8M2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 2-3 SECCION 707+880
* PANTALLA DERECHA
9.15✓
-9.1 0.8^3*2.726E6/12✓ — pantalla e=80
6.65✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
SUB(1,1) 6.65 0.0 35.0 1.0✓
SUB(1,1) 5.5 0.5 2.5 34.0✓ — Reacción del encepado de la pila del puente
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -9.1 9.0✓
WAT(2) -1.75 0.0✓
WAT(2) -9.1 7.5✓
CAL✓
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA
EXC(2) 4.05✓
CAL✓
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 8.65 1.0 0.0 0.0 45500.0✓
STR 4.55 1.0 0.0 0.0 45500.0✓
EXC(2) -1.45✓
CAL✓
* ETAPA 3: EJECUCION DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA PUNTAL
PROVISIONAL
STR -0.4 1.0 0.0 0.0 250000✓
STR(0,2)✓
CAL✓
* ETAPA 4: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -9.1 10.5✓
WAT(2,1) -0.4 0.0 2.0✓
WAT(2) -9.1 10.5✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

CRUCE CON EL PASO SUPERIOR (RAMAL DE LA RONDA LITORAL)
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
TRAMO 2-3 SECCIÓN FINAL
707+880 -PANTALLA DERECHA-.

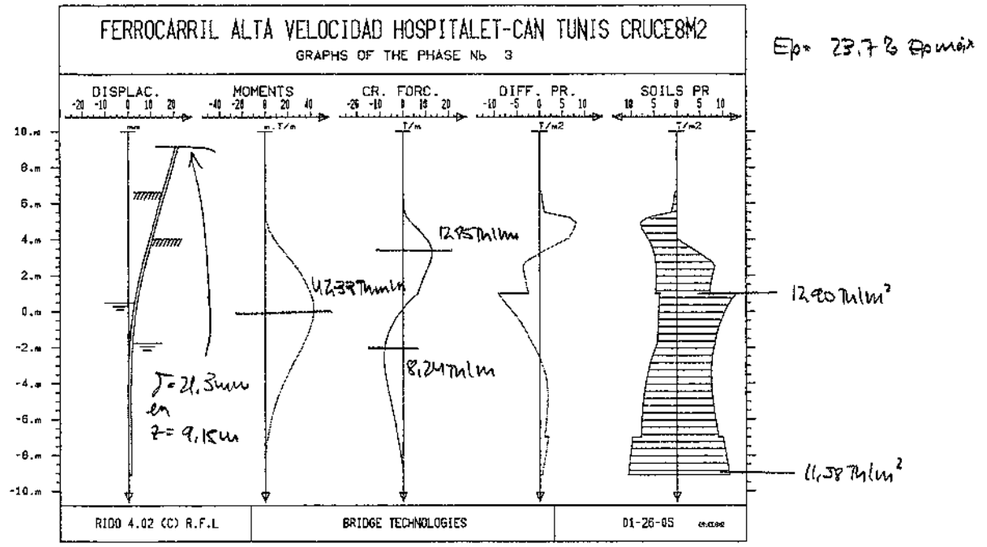
ESTADO PREVIO:



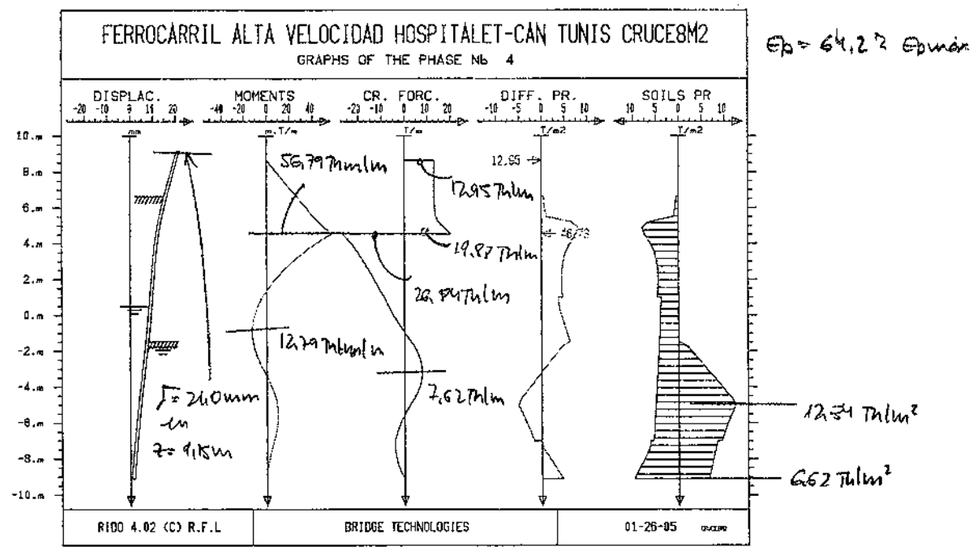
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



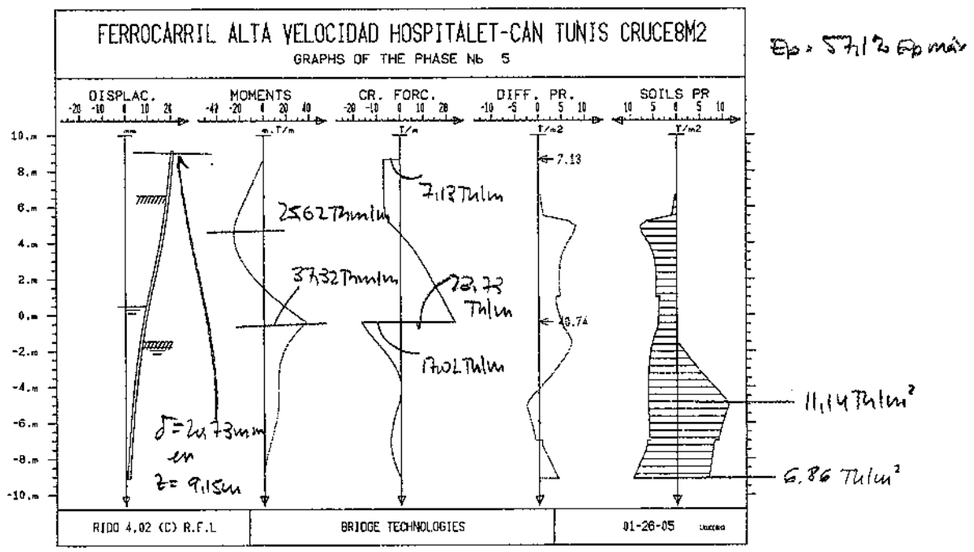
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA:



PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



EJECUCIÓN DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES:



Ep = 57,1% Ep máx

2562 Tm/m

37,32 Tm/m

7,18 T/m

22,72 T/m

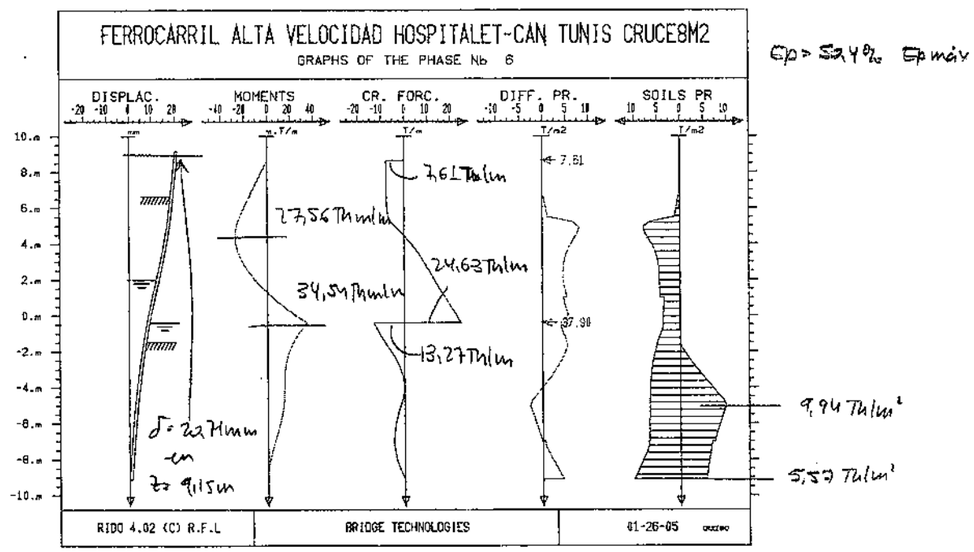
17,02 T/m

δ = 2,73 mm en z = 9,15 m

11,14 T/m²

6,86 T/m²

SUBIDA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



Ep = 52,4% Ep máx

27,56 Tm/m

34,54 Tm/m

7,61 T/m

24,63 T/m

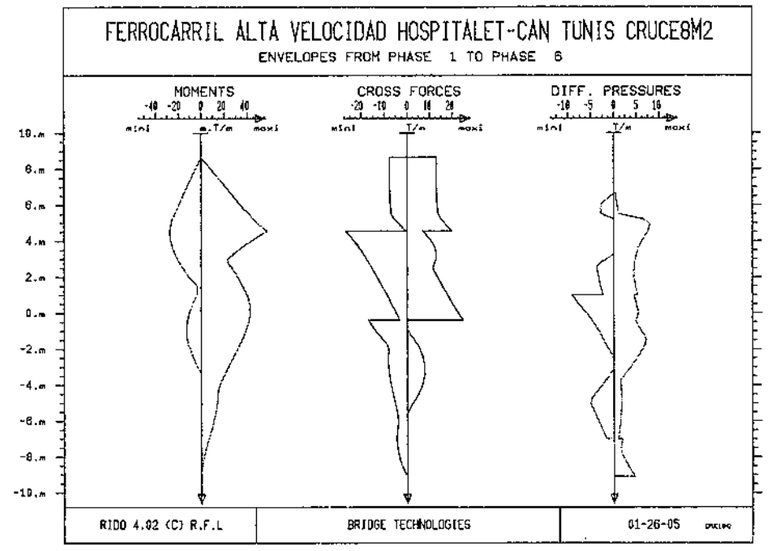
13,27 T/m

δ = 2,27 mm en z = 9,15 m

9,94 T/m²

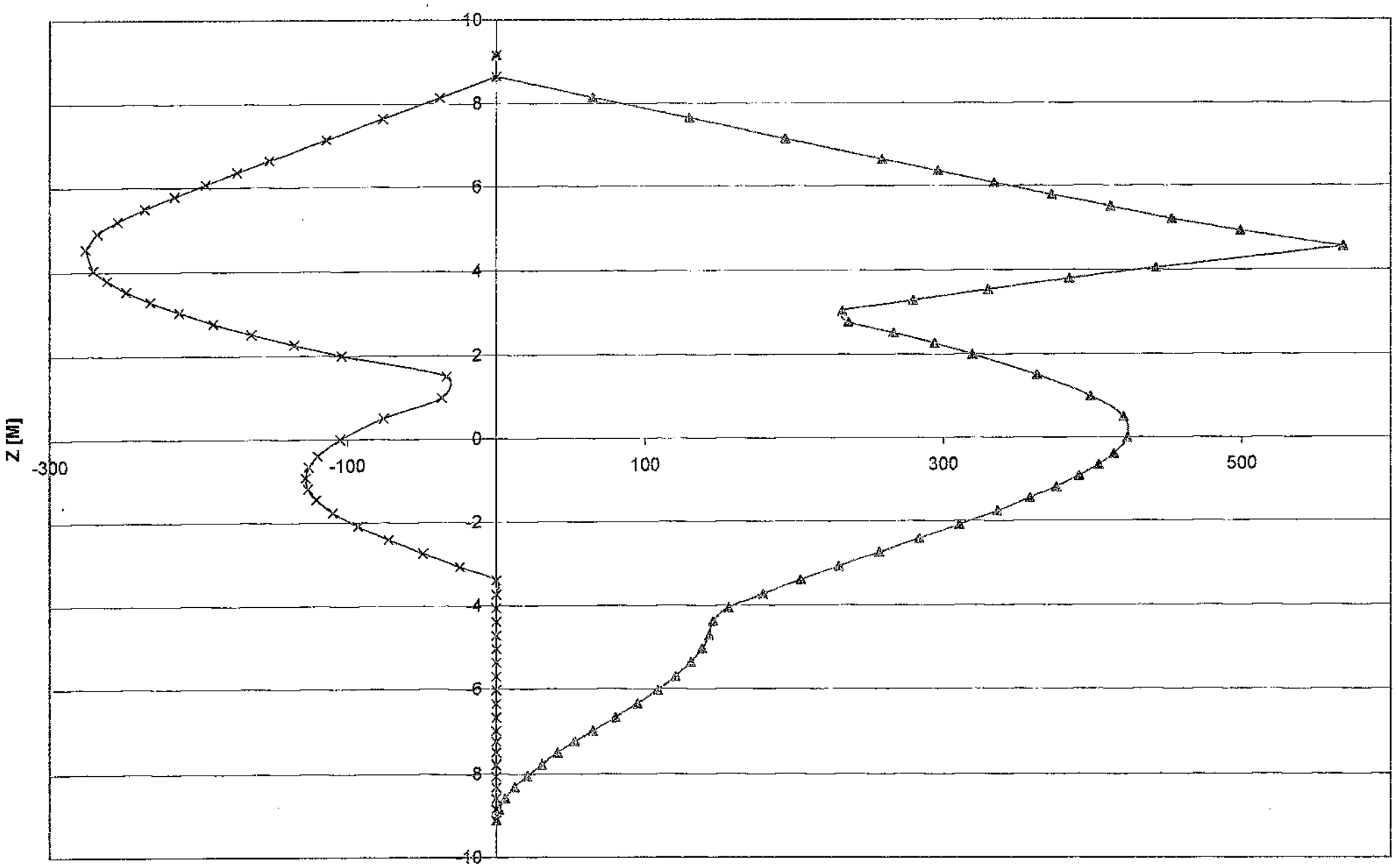
5,57 T/m²

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES (SECCIÓN FINAL. Punt. derecha)

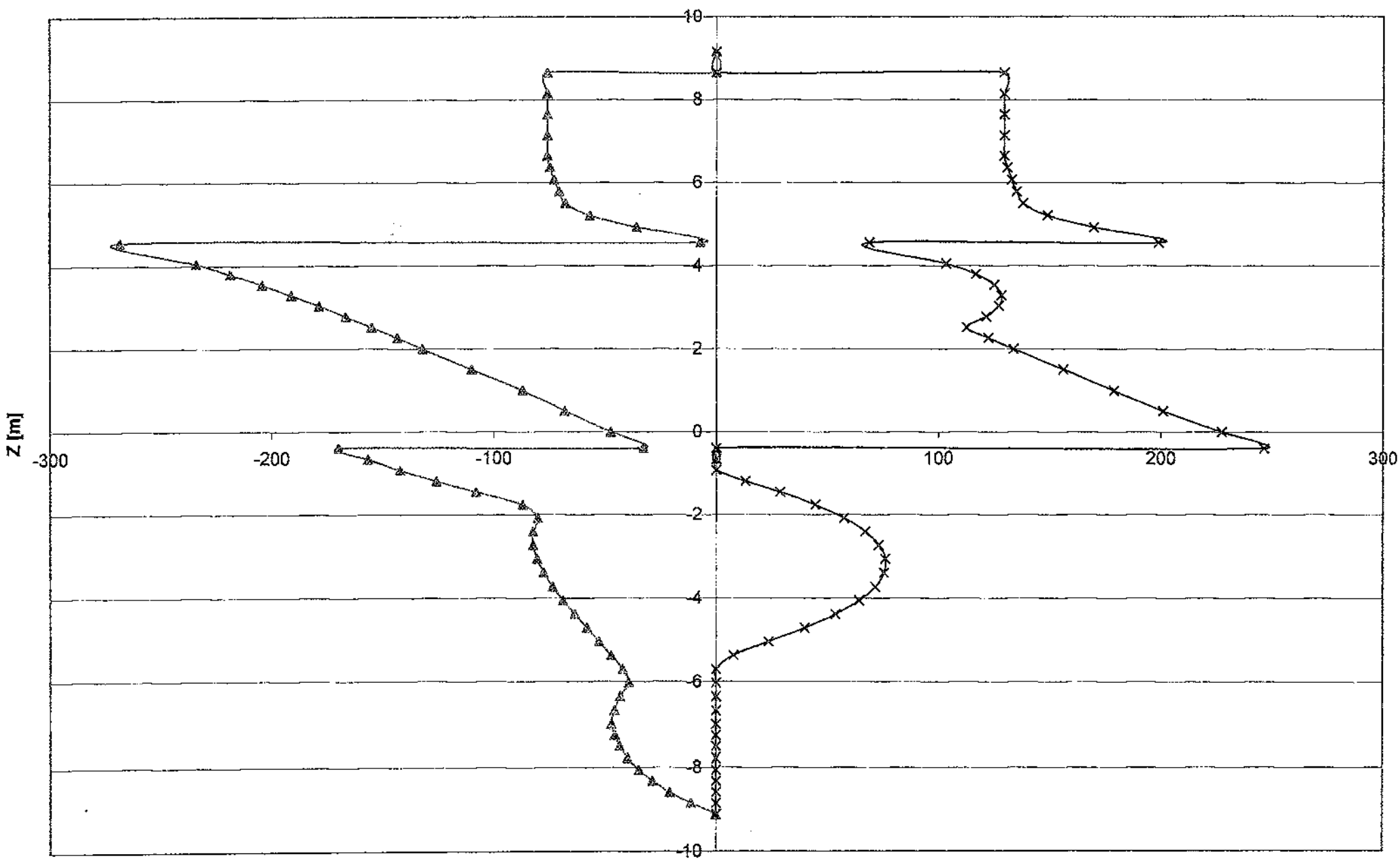


MOMENTO [kN·m/m]

M máx S FIN (INIC) — M mín S FIN (INIC)

CRUCE PASO SUPERIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO
26/01/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES (SECCIÓN FINAL. Punt. derecha)



CORTANTES V [kN/m]

V mín S FIN — V máx S FIN

CRUCE PASO SUPERIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO
26/01/2005

(8)

(252)

COMPROBACIONES ADICIONALES:

Se introducen como acciones las fuerzas en los puntales obtenidas en el análisis de las pantallas del margen izquierdo.

Etapa	R puntales		
- Colocación de puntales provisionales y definitivos y excavación hasta CME	Def.	-71.77 Tn/m	Cambio en las reacciones por subida del NF.
- Ejecución losa y retirada de puntal provisional	Def	9.82 Tn/m →	10.11 Tn/m
	Losa:	61.43 Tn/m →	61.08 Tn/m

Archivo RIO: CRUCE 9M2 RIO

- No se tiene en cuenta para esta comprobación la reacción transmitida por el encepado del puente ni sobrecarga de uso en el tablero.
- Mismas fases de excavación y presiones de agua que en el caso general.

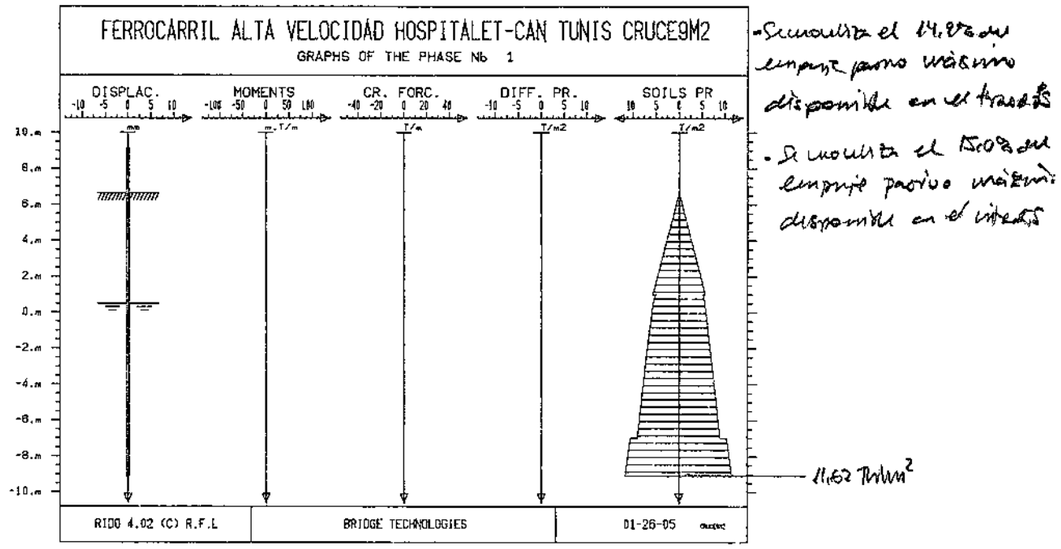
SE DIMENSIONA PARA LA ENVOLVENTE DE AMBAS

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE9M2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 2-3 SECCION 707+880 SECCION FINAL
* PANTALLA DERECHA, COMPROBACION CON CARGAS EN LOS PUNTALES
9.15✓
-9.1 0.8^3*2.726E6/12✓ pantallas de e=0,80m
6.65✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -9.1 9.0✓
WAT(2) -1.75 0.0✓
WAT(2) -9.1 7.5✓
CAL ✓
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA
EXC(2) 4.05✓
CAL✓
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
CFM 8.65 21.11✓
CFM 4.55 -71.77✓
EXC(2) -1.45✓
CAL ✓
* ETAPA 4: EJECUCION DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA PUNTAL
PROVISIONAL
CFM 8.65 -9.82✓
CFM 4.55 0.00 ✓
CFM -0.4 -61.43✓
CAL ✓
* ETAPA 4: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -9.1 10.5✓
WAT(2,1) -0.4 0.0 2.0✓
WAT(2) -9.1 10.5✓
CAL ✓
END
STA
EVP
STOP
```

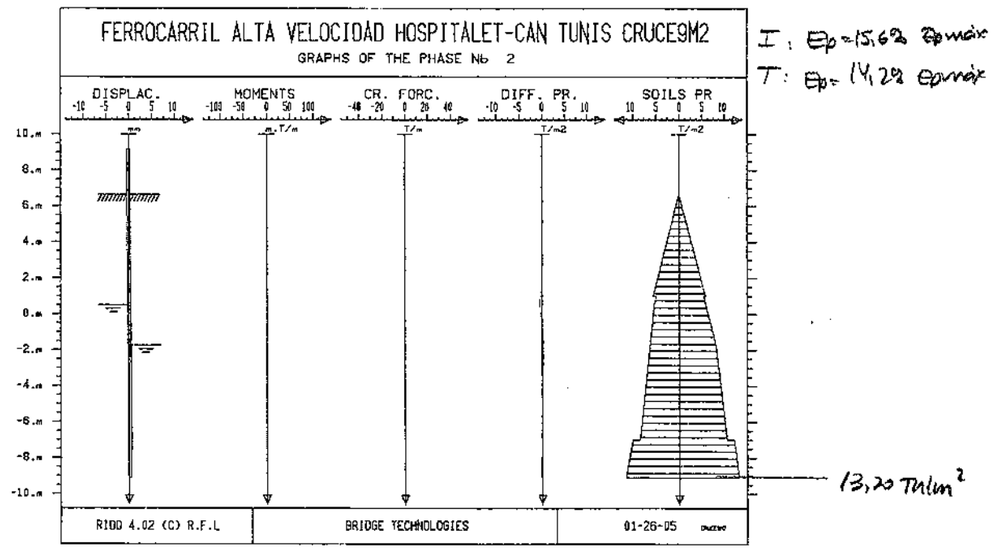
CRUCE CON EL PASO SUPERIOR (RAMAL DE LA RONDA LITORAL) (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO TRAMO 2-3 SECCIÓN DE MÁXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLÉN 707+880 -PANTALLA DERECHA-. COMPROBACIONES ADICIONALES BAJO CARGAS DE LOS PUNTALES

ESTADO PREVIO:

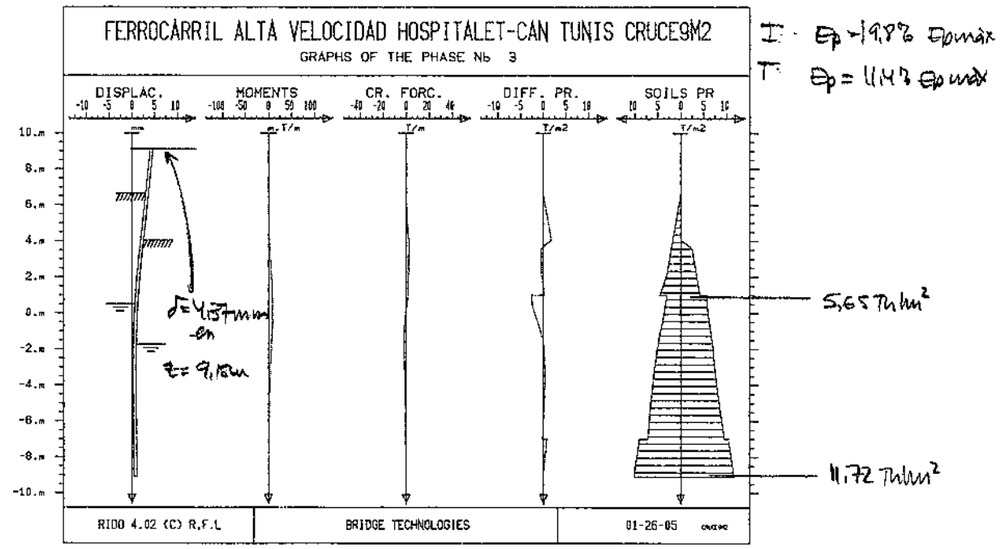


- Se anula el 14,87% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós
- Se anula el 50,08% del empuje pasivo máximo disponible en el intradós

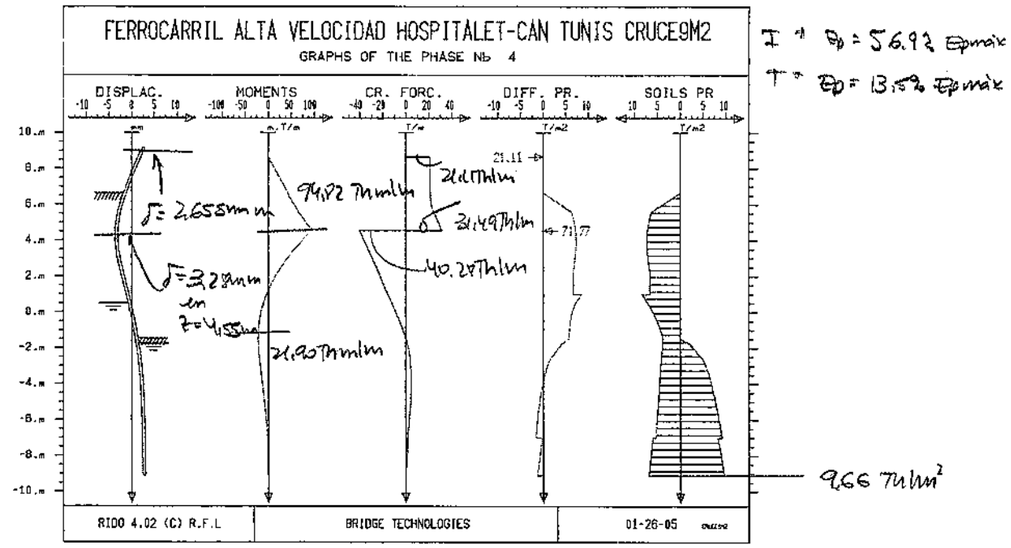
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



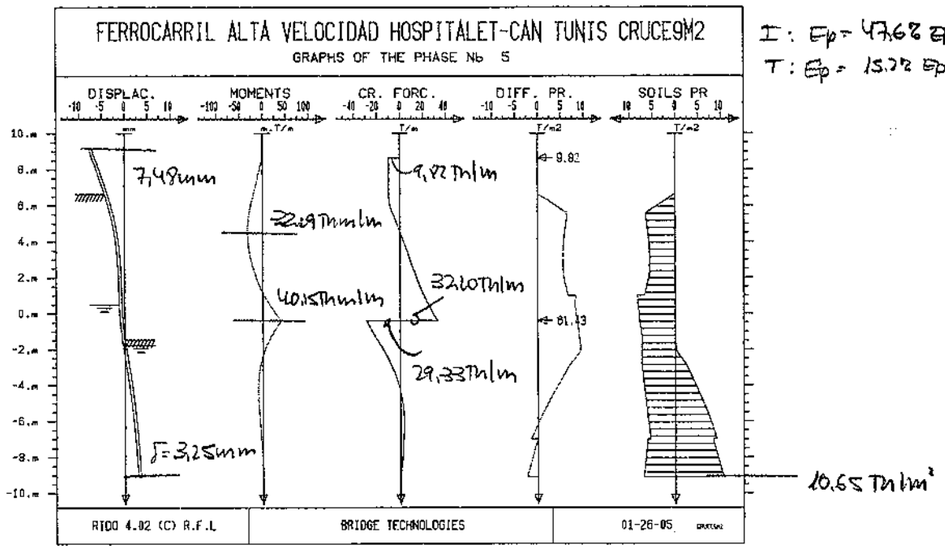
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA:



PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:

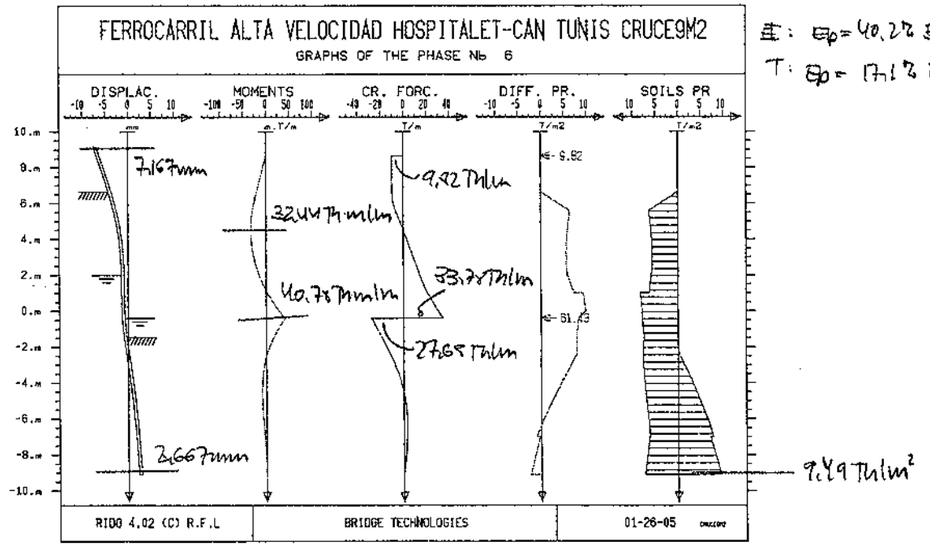


EJECUCIÓN DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES:



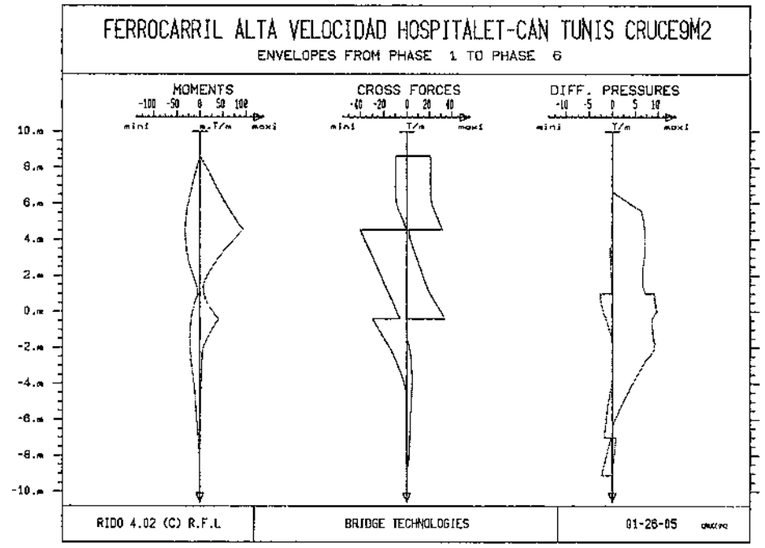
I: Ep = 47,68 Epmáx
T: Ep = 15,2% Epmáx

SUBIDA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



E: Ep = 40,2% Ep máx
T: Ep = 17,1% Ep máx

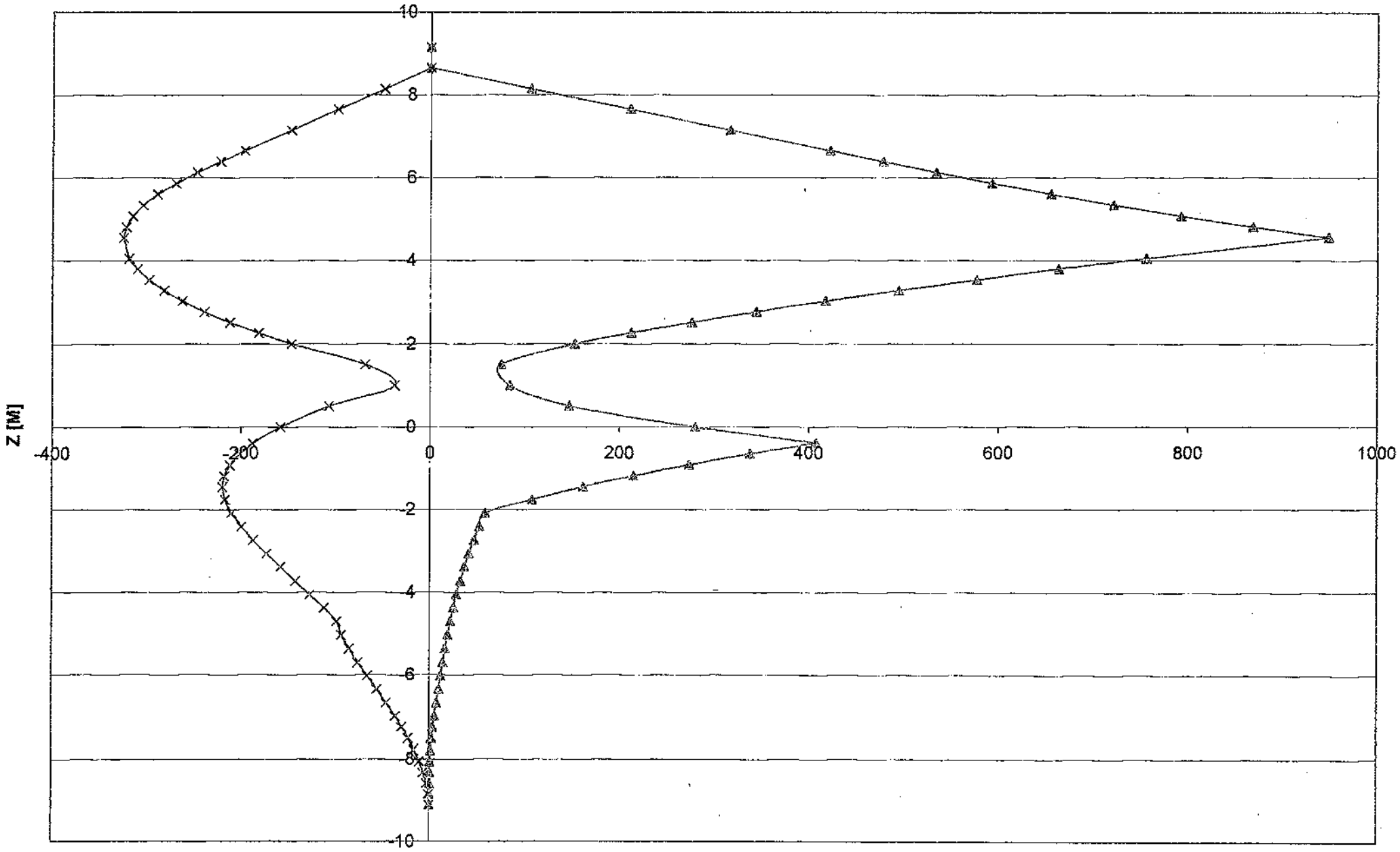
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

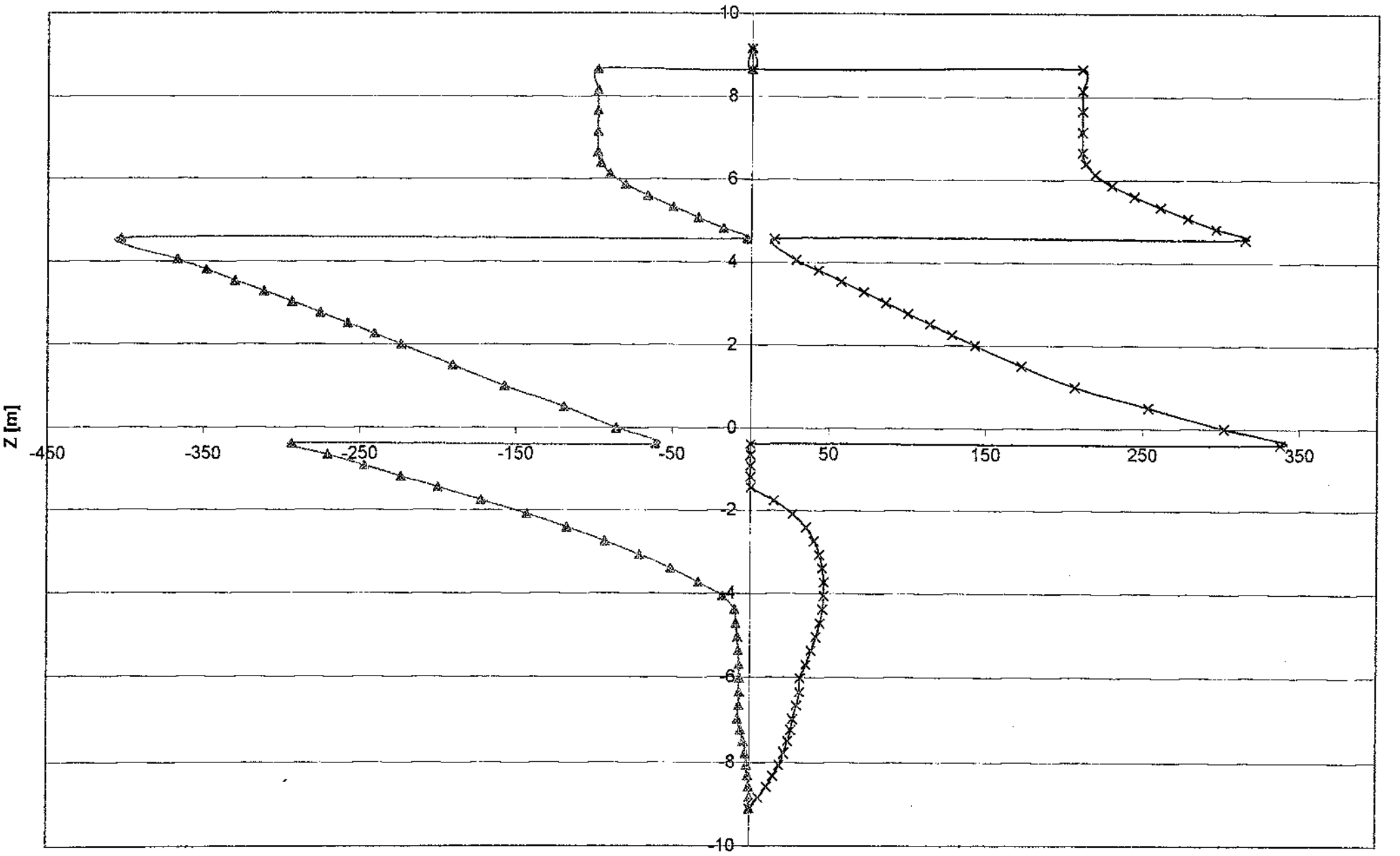
EN VENTE DE MOMENTOS FLECTORES Pantalla derecha S. FINAL

(Cargas en los puntales como acción)



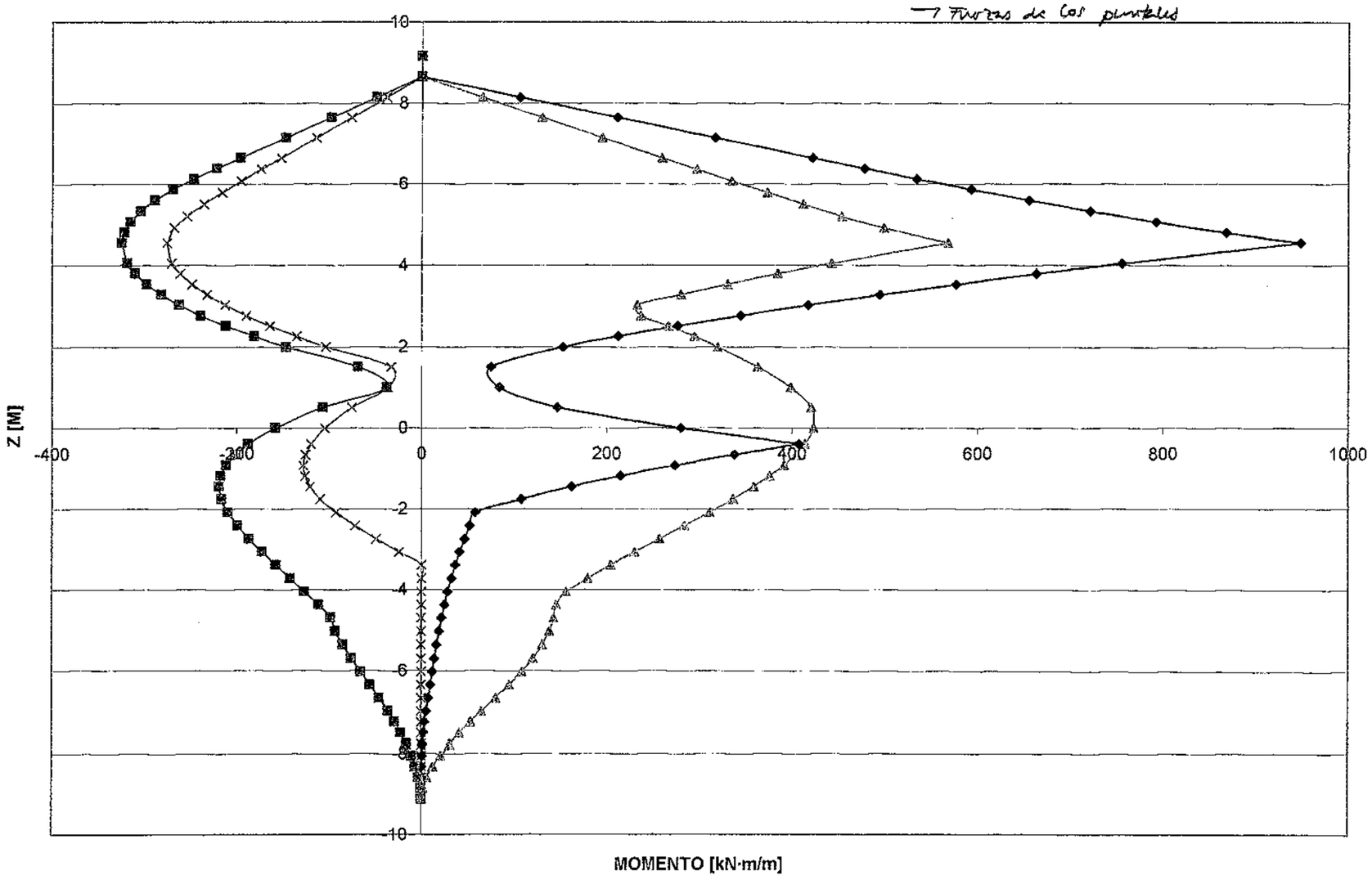
ENVOLVENTE DE CORTANTES Pantalla derecha S. FINAL

Cargas en los puntales como acción



ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

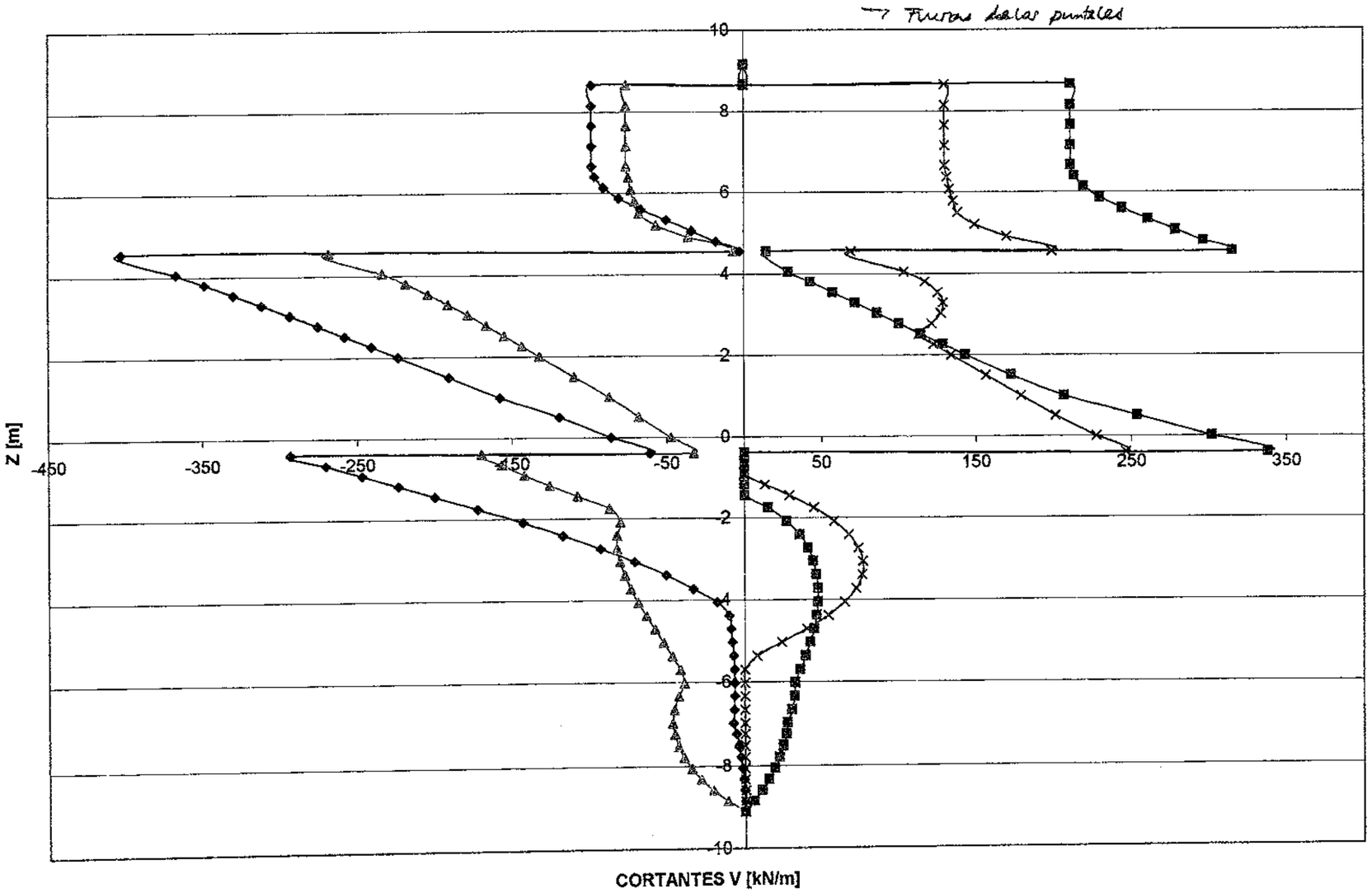
Envolvente S Final pantalla derecha
→ puntales
→ Fuerzas de los puntales



ERIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO
26/01/2005

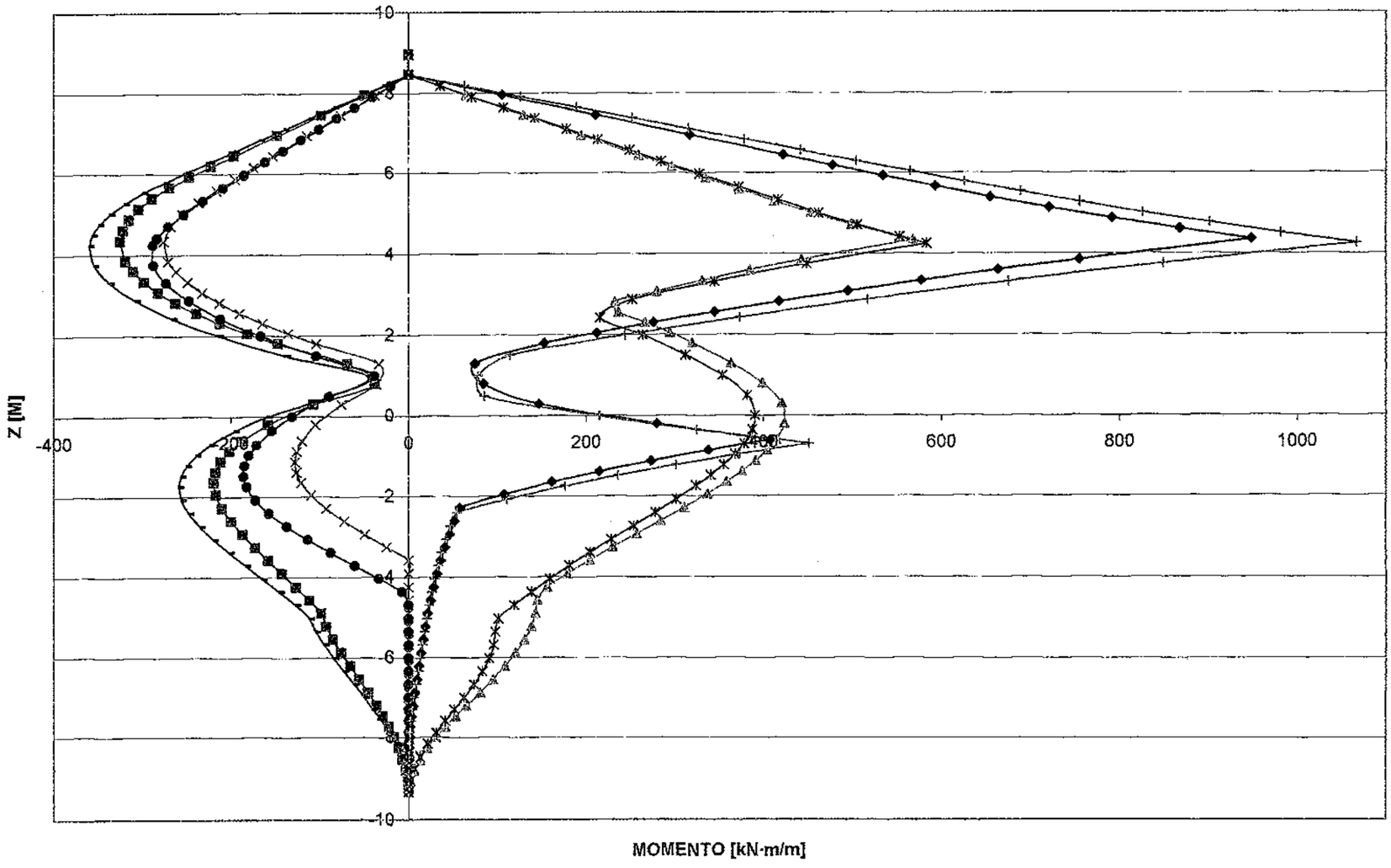
ENVOLVENTE DE CORTANTES

Envolvente S. Final pantalla derecha
→ Puntales
→ Fuerzas de los puntales



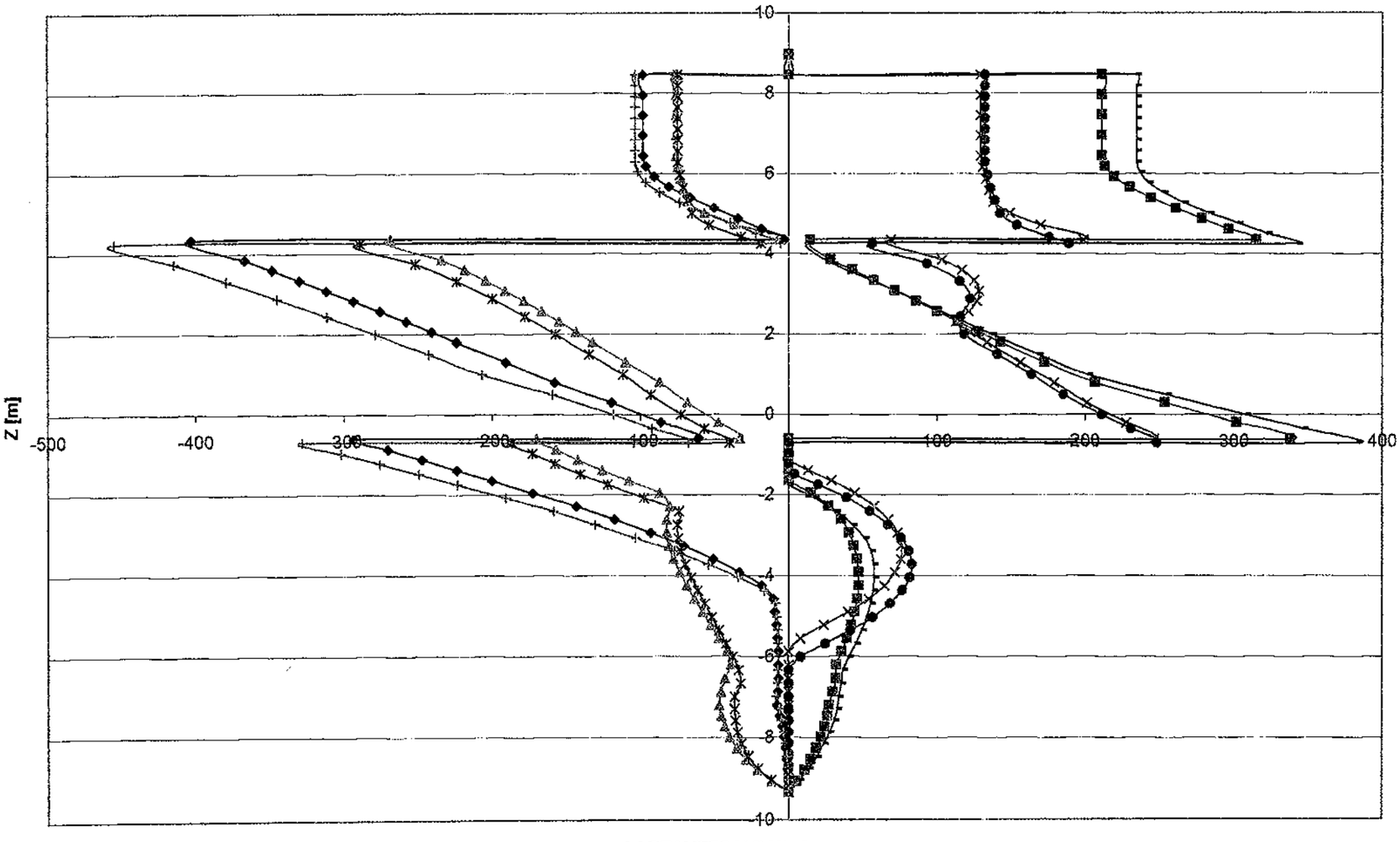
PERIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO
26/01/2005

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES, pantalla derecha tramo 2-3



MO 2-3 MODIFICADO
26/01/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES Pantalla derecha tramo 2-3



MO 2-3 MODIFICADO
26/01/2005

NOTAS DE ARMADO:

II FLEXIÓN

IIa) INTRADÓS

· Pico de momento m_k = 360 KN·m/m

m_d = 540 KN·m/m

A_s = 20,57 cm²/m

En 50cm → A_s = 102,85 cm² → 21 Φ25

(Se disponen 30Φ25 → 6Φ25 pmd)

$A_{s,disp}$ = 29,454 cm²/m m_u = 774,54 KN·m/m

X = 0,174d ← (Falla dúctil por el acero en tracción)

IIb) TRASDÓS

· Pico de momento m_k = 1066,5 KN·m/m

m_d = 1599,75 KN·m/m ≈ 1600 KN·m/m

A_s ≥ 69,50 cm²/m

En 50cm → A_s = 3475 cm² ← (30Φ25 + 25Φ32) → 6Φ25 + 5Φ32 pmd

$A_{s,disp}$ = 69,664 cm²/m

m_u = 1645,03 KN·m/m (ε_{s1} = 1,03 ‰)

X = 0,411d ← Falla por el hormigón con $\varepsilon_{s2} \geq 2\varepsilon_y$ (Falla dúctil)

· Momento último con 6Φ25 pmd

A_s = 29,454 cm²/m

m_u = 774,54 KN·m/m $m_{u,k}$ = 516,36 KN·m/m

Se tiene $m_k \leq$ 515 KN·m/m para z ≤ 2,50m (con Φ32 debajo Mgar

hasta z = 4,50 − 2,00/2 − 1,50/4 − 0,50/5 = 0,50m

· momento último con (6+6)Φ25 = 59,908 cm²/m

m_u = 1433,32 KN·m/m

$m_{u,k}$ = 955,55 KN·m/m

Se tiene $m_k \leq$ 955,55 KN·m/m para z ≥ 4,50m, con Φ32 debajo

llegar hasta z = 4,50 − 1,50/4 − 2,00/2 − 0,50/5 = 2,50m ← No se gana nada

IIb) CORTANTE:

· Pico de cortante v_k = 455 KN/m

v_d = 682,5 KN/m

A_s = 6Φ25 + 5Φ32 = 69,664 cm²/m

$A_\alpha \geq$ 17,21 cm²/m/m → En 50cm A_α = 86,05 cm²/m

Tomando pmos ·0,15 (8 ramas pmos) → A_α = 4,613

→ cercos Φ16 a 0,15 m. en extremos

· cortante con cercos Φ12

A_s = 29,454 cm²/m

A_α = 11,054 cm²/m/m

τ_{u2} = 553,37 KN/m ; $\tau_{u,k}$ = 355,59 KN/m

Se tiene $v_k \leq$ 355 KN/m para z ≤ −2,50m (Debajo Mgar del modelo canto útil)

III) PUNZONAMIENTO EHE

Carga máxima en puntales provisionales N_d = 900 kN/m

N_d = 1,50 · 600 · 2,50m = 3.000 kN/puntal

El fuste máximo de punzonamiento

$$\frac{T_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq f_{1,cd} \quad ; \quad f_{1cd} = 5,0 MPa$$

Placa de apoyo del puntal 0,75 × 0,75 → u_0 = 3,00m

Sustituyendo valores

$$\frac{3,00}{3,00 \cdot 0,65} = 1,54 MPa < f_{1cd} \rightarrow (OK)$$

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$A_{sw} = u_1 \cdot$; $A_{sw} = A_w / s$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$T_{sd,ef} \leq T_{rd} \cdot u_1 \cdot d$ d = 0,65m (del lado seguro)

$\tau_{rd} = 0,12 \xi (100 \cdot f_{cv} \cdot \rho_l)^{1/3}$

$T_{sd,ef}$ = 3,0MN

ξ = 1,55

A_{sx} = 20Ø25 p/0,15 A_{sx} = 41,993 cm²/m ; ρ_x = 0,0041893

A_{sy} = (6+6)Ø25 + 5Ø32 A_{sy} = 99,118 cm²/m ; ρ_y = 0,0099118

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ = 0,006444

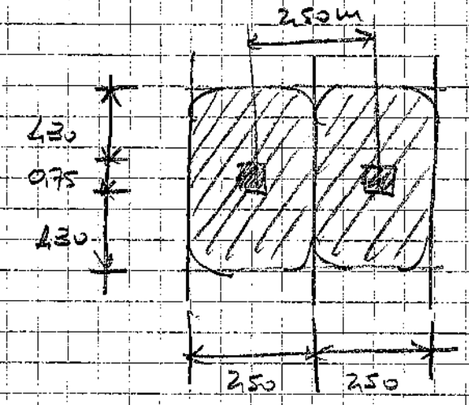
Sustituyendo valores: τ_{rd} = 0,12 · 1,55 (100 · 25 · 0,006444)$^{1/3}$ = 0,4698

≈ 0,47 MPa

Para no tener armadura de punzonamiento

$$u_1 \geq \frac{T_{sd,ef}}{\tau_{rd} \cdot d} = \frac{3,00 \ MN}{0,47 MPa \cdot 0,65m} = 9,82$$

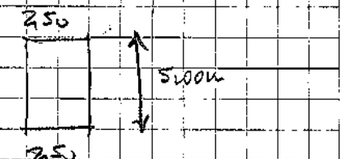
Perímetro crítico



$u_{crítico}$ = 8,00m

Como $u_1 > u_{crítico}$ → HACE FALTA ARMADURA DE PUNZONAMIENTO!

Dimensionamiento tomando u_1 = 10,00m



ξ = 1,555

ρ_l → A_{sx} = Ø12 a 0,15 = 20,95 cm²/m → ρ_x = 0,002095

→ A_{sy} = 6Ø25 (como mínimo) ; A_{sy} = 29,454 cm²/m ; ρ_y = 0,0029454

con lo cual $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ = 0,002484

V_{cu} = [0,10 · 1,555 (100 · 0,002484 · 25)$^{1/3}$] · 10,0 · 0,65 · 1,00 = 1,858 MN

→ $V_{su} \geq V_d - V_{cu}$ = 3,00 − 1,858 = 1,14 MN

$V_{su} = 2 \cdot \cancel{\pi} \cdot \cancel{r} \cdot \cancel{\sin\alpha}^{h_0} [\cancel{\cot g}^{a_0} \alpha + \cancel{\cot g}^{h_0} \theta] \cdot A_d \cdot f_{yd}$ → $z = 0,9d$

$z = 0,90 \cdot 0,65 = 0,585m$

$$A_d \geq \frac{1,14 MN}{0,585m \cdot 400 MPa} = 48,82 \ cm^2/m = \frac{A_{sw}}{s}$$

Cara Norte

76-BU-05

a) Tornamesa $S = 0{,}15\,m$ → $A_{tw} = 732\,cm^2$ en cada plano → $L_{72}\,cm^2/ml$

Se cubre con la armadura definida.

b) Tornamesa $S = 0{,}60$ → $A_{tw} = 29{,}29\,cm^2$ en cada plano

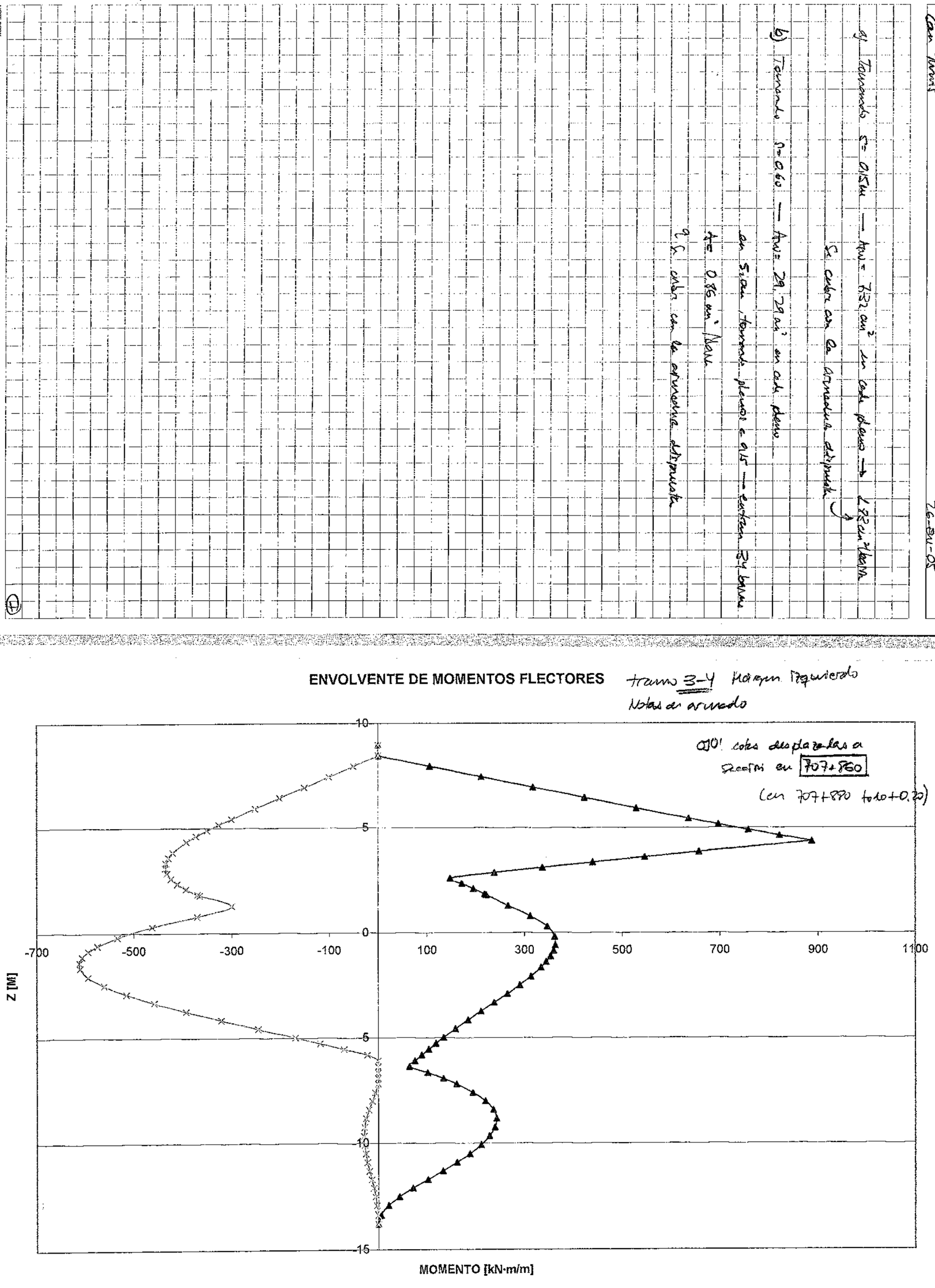
en Stubs Tornamesa planos 6 y 15 → cuelgan 24 barras

$\phi 16$ c/ 0,15 m / Plano

y se cubre con la armadura definida

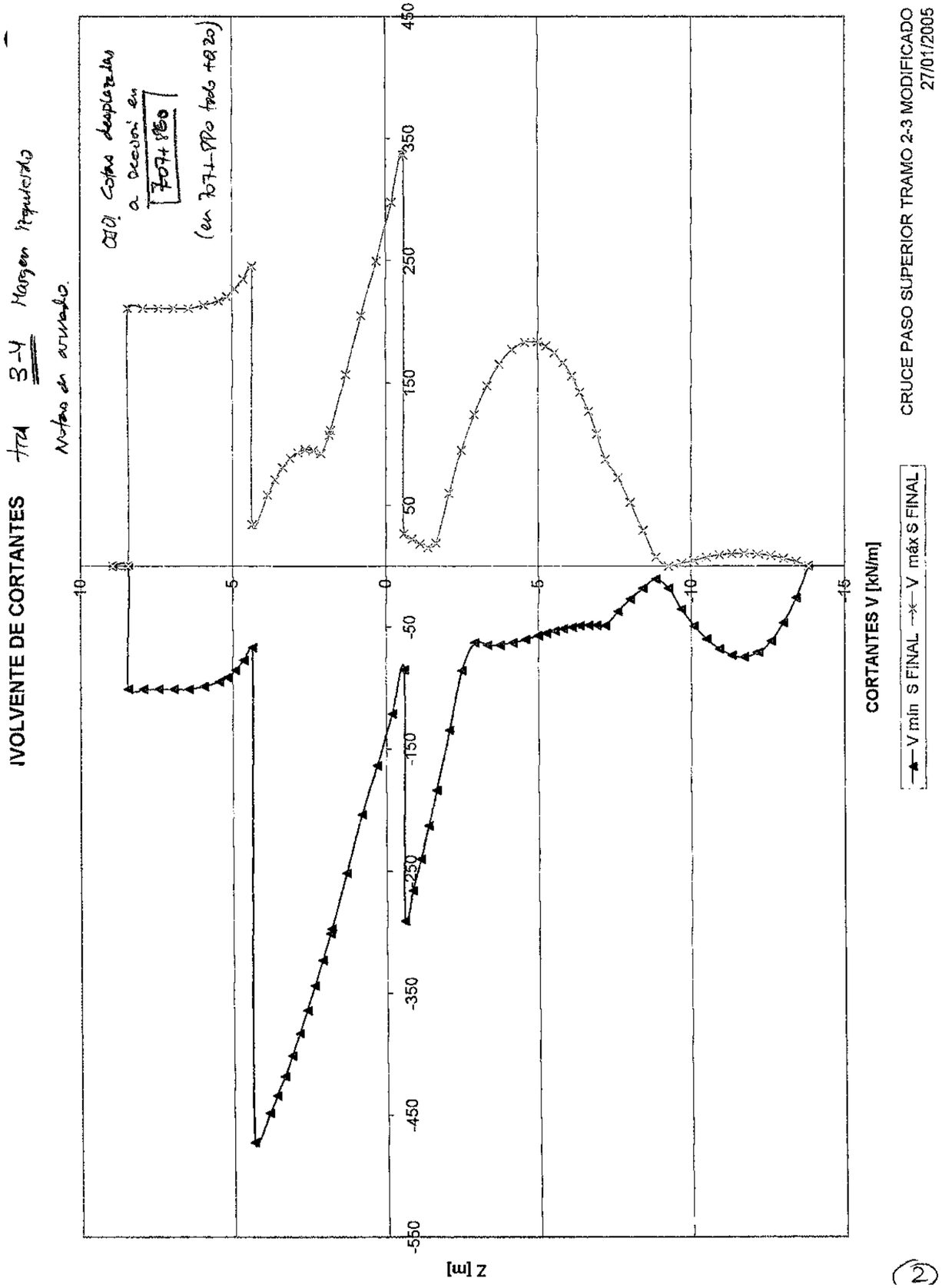
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES Tramo 3-4 Margen Izquierdo

Notas de armado



CRUCE PASO SUPERIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO
27/01/2005

NOTE BOOK



(2)

Con Tuneis 27-Ene-05

NOTAS DE ARMADO

I/ FLEXIÓN

Ia/ TRASDÓS

- Pico de momento $m_{MK} = 887,15$ kN.m/m

$m_{Md} = 1330,72$ kN.m/m

$A_s \geq 36,93 cm^2/m$

En 50cm $A_s = 284,65 cm^2 \rightarrow$ 60 Φ25

A_s disp = 59,907 cm^2/m $m_{MR} = 892,70$ kN.m/m ($\xi_A = 1,047$)

$X = 0,336d <$ Fallo por el hormigón con $\varepsilon_s > 2\varepsilon_{yd}$

- Momento último con 6Φ25

$A_s = 29,454 cm^2/m$; $m_{Rd} = 774,84$ kN.m/m , $m_{MK} = 516,36$ kN.m/m

Si tiene $m_K \leq 515$ kN.m/m para $z \leq 3,00$m. Con Φ25 a 6cm

llegar hasta $z = 3,00 - 1,00 - 1,00 - 0,50 = +0,50$m

Ib/ INTRADÓS

- pico de momento: $m_{MK} = 610,9$ kN.m/m

$m_{Md} = 916,35$ kN.m/m

$A_s \geq 38,15 cm^2/m$

$A_s = 190,75 cm^2 \rightarrow$ 40Φ25

A_s disp = 89,272 cm^2/m $m_{MR} = 1007,00$ kN.m/m ($\xi_A = 1,099$)

$X = 0,232d <$ Fallo por el acero en tracción

- Momento último con 6Φ25 pmd $A_s = 29,454 cm^2/m$; $m_{MR} = 516,36$ kN.m/m

NOTE BOOK

Se tiene $m_k \leq 515$ kN.m/m para $z \geq 0.50$m. Los $\phi 25$ deben llegar hasta $z = 0.50 + 2.00 + 2.00 + 0.50 = +3.00$m

Se tiene $m_k \leq 51.5$ kN.m/m para $z \leq -3.00$m. Los $\phi 25$ deben llegar hasta $z = -3.00 - 2.00 - 2.00 - 0.50 = -5.50$m

II) CORTANTES:

- B20 de cortante $v_k = 472.3$ kN/m

$v_d = 708.5$ kN/m

$A_s = 29.454$ cm²/m Como mínimo

$A_d \geq 21.29$ cm²/m/m → En 5.0m → $A_d = 106.45$ cm²/m

Tomando Pbarras en 5.0m → $A_s \geq 1.996$ cm²/barra

Se disponen $\phi 20$

- Cortante último con ganchos $\phi 12$

$A_s = 29.184$ cm²/m

$A_d = 12.084$ cm²/m/m

$v_{u2} = 533.27$ kN/m , $v_{uk} = 355.6$ kN/m

Se tiene $v_k \leq 350$ kN/m para $z \leq -2.00$m (Incluye descuelgue de 1/2 cuerda útil)

NOTE BOOK

III) PUNZONAMIENTO:

Carga máxima en puntales provisionales $v_k = 720$ kN/m

$N_d = 1.50 \cdot 720 \cdot 2.50$m $= 2700$ kN/puntal

Esfuerzo máximo de punzonamiento

$$\frac{F_{sd} \cdot d}{u_0 \cdot d} \leq f_{1cd} \qquad f_{1cd} = 5.0$$ MPa

Placa de apoyo del puntal 0.75×0.75 → $u_0 = 3.00$m

Sustituyendo valores

$$\frac{3.00}{3.00 \cdot 0.65} = 1.54 \text{ MPa} < f_{1cd} \rightarrow \text{OK!}$$

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$b_0 = u_1$; $h_x = h_y = h$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$F_{sd,ef} \leq \xi_{rd} \cdot u_1 \cdot d$ $d = 0.65$m (dos direcciones)

$\xi_{rd} = 0.12 \cdot \xi \, (100 \, \rho_e \cdot f_{ck})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 270$ kN/puntal

$\xi = 1.555$

$A_{sx} = 2\phi 20$ a 0.15 → $A_x = 41.893$ cm²/m $\rho_x = 0.0041893$

$A_{sy} = (6+6+6)\phi 25 \Rightarrow A_{sy} = 88.362$ cm²/m; $\rho_y = 0.0088362$

$\rho_e = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.006084$

Sustituyendo valores $\xi_{rd} = 0.12 \cdot 1.555 \, (100 \cdot 0.006084 \cdot 25)^{1/3} = 0.4623$

NOTE BOOK

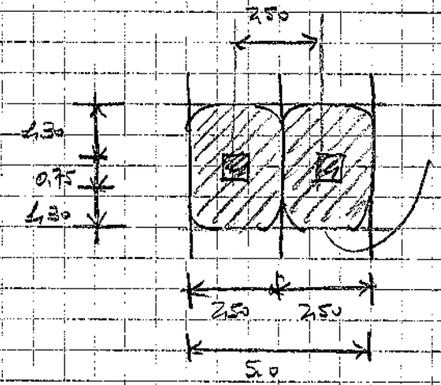
Con Juan 27-en-05

Para no tener armadura de punzonamiento

$$u_1 \geq \frac{F_{sd.ef}}{\tau_{rd}\cdot d} = \frac{2{,}70\ MN}{0{,}462 \cdot 0{,}65} = 8{,}98\ m \simeq 9{,}00\ m$$



Perímetro crítico



$u_{crítico}$ 8,00m

como $u_1 > u_{crítico}$ → HACE FALTA ARMADURA DE PUNZONAMIENTO.

Dimensionamiento tomando $u_1 = 9{,}00m$

$\xi = 1{,}555$

a) $A_{sx} = \phi 20\ a\ 0{,}15$ $A_s = 20{,}95\ cm^2/m$; $\rho_x = 0{,}020295$

$A_{sy} = 6\phi 25$ pml (cuantía mínima) $A_{sy} = 29{,}454\ cm^2/m$; $\rho_y = 0{,}0029454$

en la cual $\rho_e = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0{,}0024984$

$V_{cu} = 0{,}10 \cdot 1{,}555\ (100 \cdot 0{,}0024984 \cdot 25)^{1/3} \cdot 9{,}00 \cdot 0{,}65 \cdot 1{,}00 = 1{,}672\ MPa$

→ $V_{su} > V_{d1} - V_{cu} = 2{,}70 - 1{,}672 = 1{,}028\ MN$

$V_{su} = 2 \cdot \sin\delta\ [\cot g\,\delta + \cot g\,\theta] \cdot A_d \cdot f_{yd\,\alpha}$ → $z = 0{,}9\,d = 0{,}9 \cdot 0{,}65 = 0{,}585\ m$

$$A_d = \frac{1{,}020\ MN}{0{,}585\ m \cdot 400\ MPa} = 43{,}92\ cm^2/m = \frac{A_{sw}}{s}$$

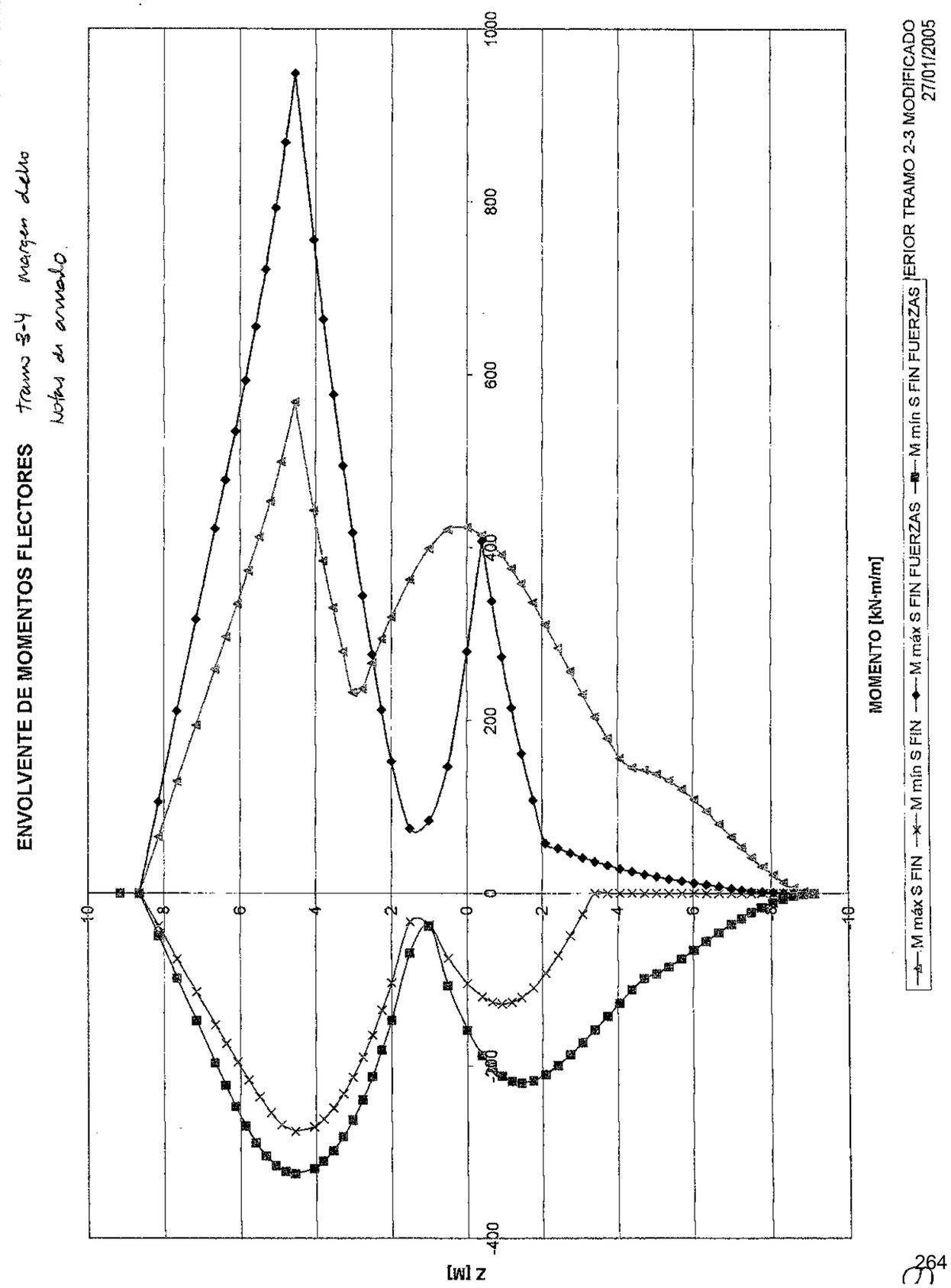
a) Tomando $s = 0{,}15$ → $A_{sw} = 6{,}59\ cm^2$ en cada plano → $1{,}65\ cm^2$/barra (OK!)

b) Tomando $s = 0{,}60\ m$ → $A_{sw} = 26{,}36\ cm^2$ en cada plano → Hay 27 barras en $4{,}0\ m$

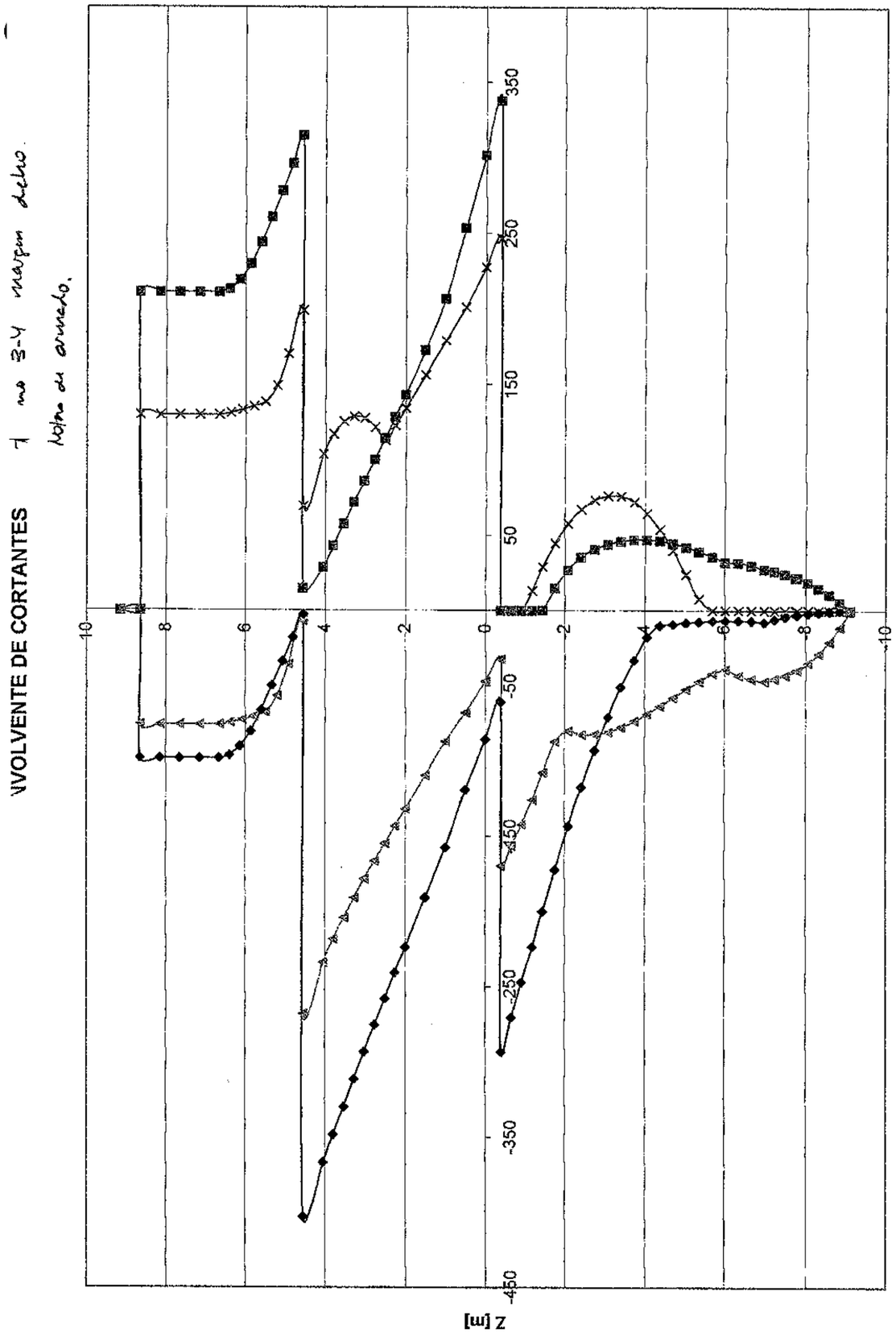
→ $0{,}976\ cm^2$/barra ← (OK!)

⑥

NOTE BOOK



27/01/2005 ERIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO



7 no 3-4 margen derecho.
Norma de armado.

Con Tunnis 27-En-05

NOTAS de ARMADO Tramo 3-4 pantallas de margen derecho

I) FLEXIÓN

Ia) INTRADOS

• Pico de momento: m_k = 325 kN·m/m

m_d = 487,5 kN·m/m

$A_s \geq 18{,}54\ cm^2/m$

En 50cm; A_s = 9270 cm^2 → 20 Φ25

Ib) TRASDÓS

• pico de momento m_k = 949 kN·m/m

m_d = 1423,5 kN·m/m

$A_s \geq 60{,}55\ cm^2/m$

En 50cm A_s = 302,75 cm^2 → 62 Φ25 (Se disponen 60Φ25)

$A_{s\,disp}$ = 58,90 cm^2/m (ε = -2,79‰ OK!)

m_u = 1433,32 kN·m/m

X = 0,348d = Falla por el hormigón con el acero en tracción.

↑ Es un estribo que esto aparece en construcción

• Momento último con 6Φ25 pasa

$A_{s\,disp}$ = 29,454 cm^2/m

M_{uu} = 774,54 kN·m/m $m_{uu/k}$ = 516,36 kN·m/m

Si hay $m_k \leq$ 515 kN·m/m para z ≤ +3,00m (01 Φ25 más

llegar hasta z = +3,00 − 4,00/eb − 4,00/d − 0,5/E = +0,50 m.

II) CORTANTES:

- Pilar de cortante V_E = 405 kN/m

V_d = 607,5 kN/m

A_α = 29,454 cm²/m (como mínimo 6Φ25)

$A_\alpha \geq$ 17,02 cm²/m l/m

En 5,0m — A_α = 85,1 cm²/m — Aproximando Φ redondo en 5cm

A_α = 1,596 cm²/barra

Basta con barras Φ16

- Cortante último con Φ12

A_α = 29,454 cm²/m | V_{u2} = 533,37 kN/m

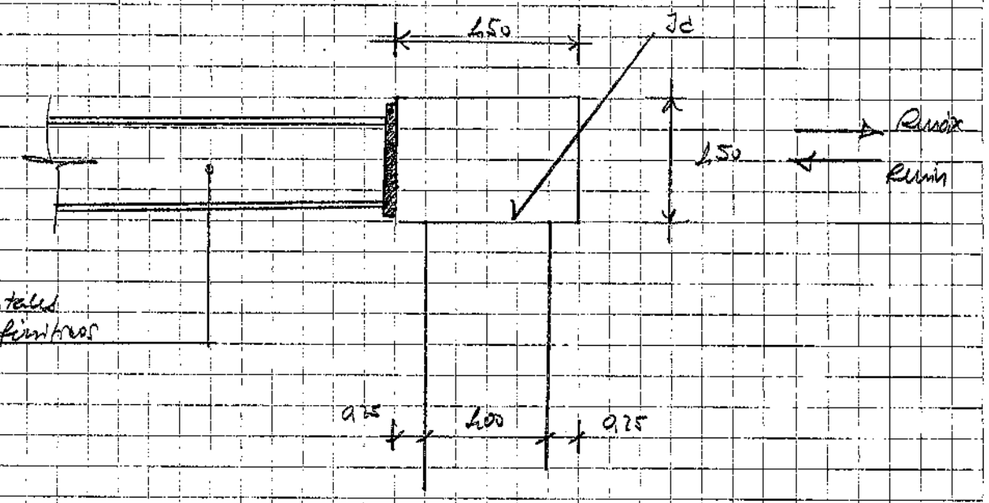
A_α = 12,064 cm²/m/m | V_{u1} = 355,50 kN/m

Se tiene V_k = 350 kN/m para 25 - 40cm CD dando decalaje de ½ canto útil

III) PUNTONAMIENTO

Idem tramo 24 margen izquierdo (Ver hoja de cálculo correspondiente)

VIGA HORIZONTAL DE APOYO DE LOS PUNTALES DEFINITIVOS



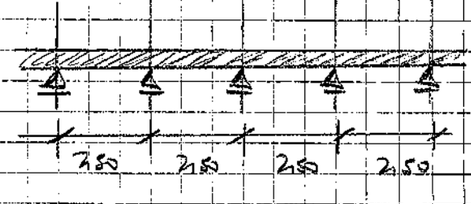
REACCIONES MÁXIMAS EN PUNTALES DEFINITIVOS

SECCIÓN	Rmax P. def. [Tn/m]	Rmin P. def [Tn/m]
CRUCE 1 M2. RD	4,50	-8,60
CRUCE 2 M2. RD	5,90	-14,75
CRUCE 3 M2 RD	10,70	-23,46
CRUCE 6 M2 RD	10,11	-21,11
CRUCE 4 M2 RD	7,50	-13,24
CRUCE 8 M2 RD	7,61	-12,95

Rmax = 11 Tn/m

Rmin = -24 Tn/m

Esquema estático



El resto del gran canto

$h = 1,50 m$; $e = 2,50 m$ → $h/e = 0,6 > 0,40$ (← Relación h/e mínima en viga de gran canto)

$q_d = \begin{cases} q_f = q_{max} \\ \gamma_f \cdot q_{um} \end{cases} = \begin{cases} 1,50 \cdot 24,0 = 36,0 \text{ Tn/m} \leftarrow \text{el limitante} \\ 1,50 \cdot 11,0 = 16,50 \text{ Tn/m} \end{cases}$

Dimensionamiento de la armadura como viga de gran canto

$q_d = 360 \text{ kN/m}$

- Armadura sobre apoyos:

$T_{2d} = 0,20 \cdot p_d \cdot \ell = k \cdot f_{yd}$

$T_{2d} = 0,20 \cdot 360 \cdot 2,50 = 180 \text{ kN} = 0,18 \text{ MN}$

$A_s \geq \frac{T_{2d}}{f_{yd}} = \frac{0,180}{400} = 4,5 \text{ cm}^2$

- Armadura inferior vanos extremos

$T_{1d} = 0,16 \cdot q_d \cdot \ell \leq T_{2d}$

- Armadura inferior en vanos intermedios

$T_{1d} = 0,09 \cdot q_d \cdot \ell \leq T_{2d}$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 150 \cdot \frac{25/1,5}{400} = 25 \text{ cm}^2$ (Muy superior a $A_{s,req}$)

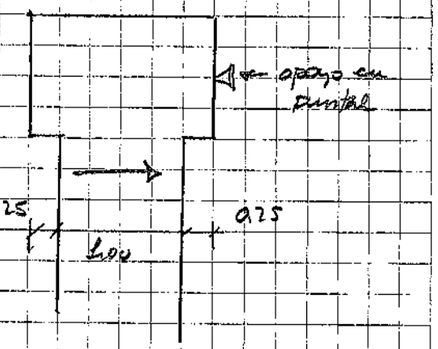
CORTANTE + COLGAR DE LA REACCIÓN:

Las bielas de cortante pasan directamente con apoyos, no es necesaria armadura de cortante

Colgar de la reacción:

Si debe colgar

$V_{colgar} = V_{total} \cdot \frac{1,00 m}{1,25 m}$



$V_{colgar} = 360 \cdot \frac{1,00 m}{1,25 m} = 288 \text{ kN/m}$

$A_\alpha \geq \frac{V_{colgar}}{f_{yd}} = \frac{0,288 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 7,20 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cuantía mínima a cortante

$A_\alpha \geq 0,02 \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 100 \cdot \frac{25/1,5}{400} = 8,33 \text{ cm}^2/\text{m}$

↑ Si cubo con 1 c Φ16 a 0,30 (13,41 cm²/m)

INTRODUCCIÓN DE LA REACCIÓN:

$T_d = 0{,}25 \cdot R_d$

$R_d = q_d \cdot \beta = 360\ KN/m \cdot 2{,}50m = 900\ KN$ /puntal

$T_d = 0{,}25 \cdot R_d = 0{,}25 \cdot 900 = 225\ KN$

$T_d = 2{,}25 KN < A_s \cdot f_{yd} \rightarrow A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}225\ MN/m}{400\ MPa} = 5{,}625\ cm^2$

Se sobre en el margen sobre la armadura de flexión

CÁLCULO APROXIMADO DE LAS REACCIONES DEL TABLERO (VERTICALES)

Vano lateral $L_c = 28{,}00m$; Vano intermedio $L_c = 15{,}50m$ (Aproximadamente)

Posible tablero (Vigas prefabricadas AUXSA)

- Vigas N=1/40 cada hueco ($g_1 = 8525\ N/m = 8{,}52\ KN/m$)

  $g_1 = 8{,}52\ KN/m^2$

- Losa $e = 0{,}20 \rightarrow g_1 = 0{,}20m \cdot 25\ KN/m^3 = 5{,}0\ KN/m^2$

- Pavimento: $e = 7{,}00cm$ $L_{50} = 10{,}5cm$ $g_2 = 0{,}105 \cdot 23\ KN/m^3 = 2{,}45\ KN/m^2$

Total tablero: $g_1 + g_2 \simeq 15{,}97\ KN/m^2 \rightarrow$ Se considera 16,00 KN/m^2

Sobrecargas:

- $q = 4{,}00 KN/m^2$
- Carro = 600KN (1 carro por calzada)

Se supone el carro directamente sobre el apoyo (la reacción repartida en, aproximadamente medio carro en cada pila)

Estimación de reacción sobre los apoyos:

En el estribo: $L_c = 28{,}00m \rightarrow$ Viga tipo: $L_c/2 = 14{,}00m$

→ Cargas permanentes: 224 KN/m (= peso de calzada)

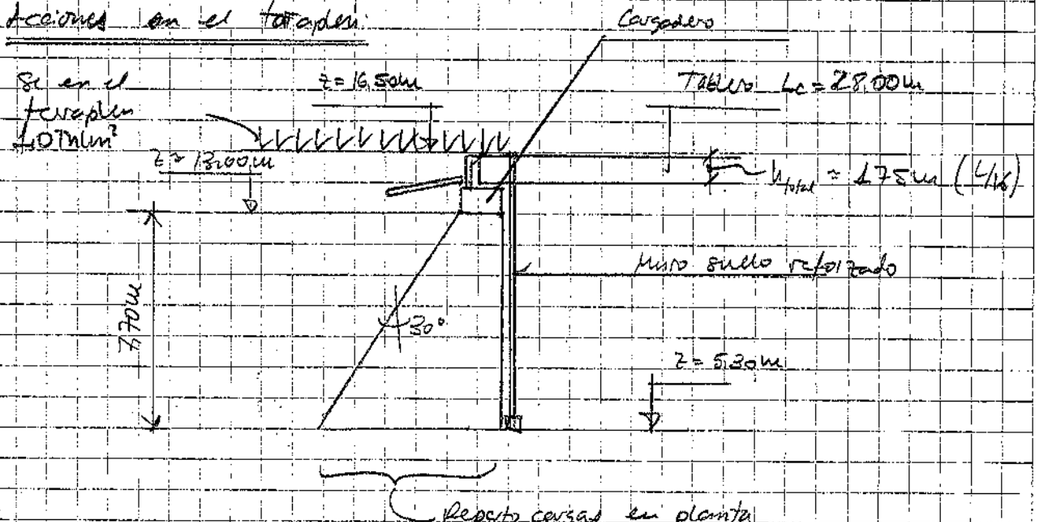
→ Sc q: 56 KN/m

Carro: 600KN/8m = 75 KN/m

Total...: 355 KN/m = 35,5 T/m

Acciones en el trasdós

Si en el terraplén $1{,}0\ Tn/m^3$



$R_{total} = 35{,}5\ Tn/m$

$q_{eq} = 35{,}5\ Tn/m \,/\, 6{,}50\ m \simeq 5{,}50\ Tn/m$

- $q_{total} = 1{,}0 + 5{,}5 = 6{,}5\ Tn/m^2$ desde 0 a 6,5m en trasdós del muro en suelo reforzado

- $q_{total} = 1{,}0\ Tn/m^2$ desde 6,5 hasta 0 en el trasdós del muro en suelo reforzado

ACCIONES EN LA 1ª PILA INTERMEDIA

$l_e = 15{,}50\ m$ ← vano intermedio

$L_e = 28{,}0\ m$ ← vano lateral

Luz flabeante total → $\hat{L}_e = \frac{15{,}50 + 28}{2} = 21{,}75\ m$

→ Cargas permanentes 342 kN/m (↔ pral de pila)

— Sc q: 87 kN/m

Cano $600\ kN/9{,}0m = 75\ kN/m$

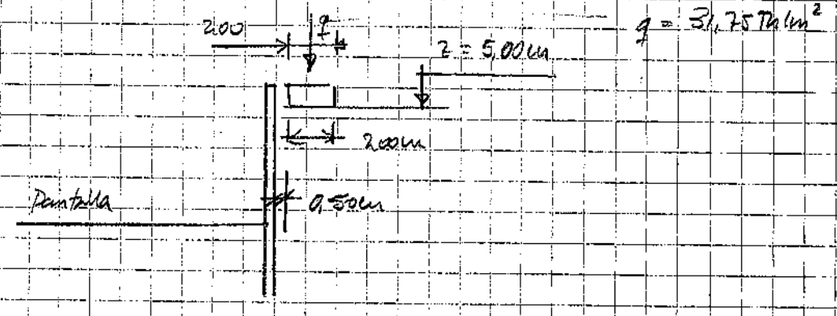
Total... $510\ kN/m = 51{,}0\ Tn/m$

Cargadero: $h = 1{,}00m \cdot b = 2{,}00m$
encepado: $h = 1{,}50m;\ b = 2{,}00m$
$\Big\}\ q_{total} = 25(1{,}00 \cdot 2{,}00 + 1{,}50 \cdot 2{,}00)$

$q_{total} = 125\ kN/m$

Si despreciar el peso de las pilas (es bajo)

$q_{total} = 510 + 125 = 635\ kN/m \rightarrow 63{,}5\ Tn/m$



$q = 31{,}75\ Tn/m^2$

Se aplica una carga total (ligeramente del lado seguro) de $35\ Tn/m^2$

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL TRAMO DE CRUCE CON EL PUENTE DEL RAMAL DE LA RONDAL LITORAL. PK: 707+830,00 a 707+932.82

PANTALLAS Y MUROS

ADENDA -1-

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 28 de abril de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON EL PUENTE DEL RAMAL DE LA RONDA LITORAL.

PANTALLAS.
DESDE P.K: 707+830 HASTA P.K: 707+932.82

ADENDA -1-

1. ANTECEDENTES.

El tramo de cruce de la traza del Falso Túnel de Can Tunis con una estructura, entre los PK's 707+830 y 707+932.82, se resuelve a base de pantallas y muros recrecidos. Para limitar movimientos y reducir esfuerzos (se trata de una zona con cargas considerables por estar muy próxima a un terraplén y a una pila intermedia con cimentación profunda de dicha estructura) se dispone una fila de puntales definitivos por encima del gálibo estricto (la definición estructural del tramo puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo: "Tramo de Cruce con el Puente del Ramal de la Ronda Litoral. PK:707+830 a 707+932.82. Pantallas y Muros" de 28 de enero de 2005).

Los puntales se dispusieron de modo que quedase un gálibo libre mínimo de 6.0m sobre la rasante con la que se ha venido trabajando hasta la fecha, definida por una pendiente ascendente del 1.5% desde un vértice situado en el PK: 707+559.054.

Se plantea la posibilidad de cambiar la rasante de salida para facilitar la conexión con las vías ya existentes al final de la obra. La nueva rasante, definida por una pendiente ascendente del 1.7% desde el mismo vértice situado en el PK: 707+559.054, implica una cota de carril más somera que se traduce en un gálibo estricto de unos 5.20m bajo el puntal más restrictivo originalmente planteado para el tramo de cruce con el Paso Superior.

El tramo se dividió en tres subtramos para su dimensionamiento y ejecución:

- Tramo 1-2: Entre los PK 707+830 y 707+845
- Tramo 2-3: Entre los PK 707+845 y 707+880
- Tramo 3-4: Entre los PK 707+880 y 707+932.82

Con la disposición original de puntales definitivos y la nueva rasante no se cumplen las limitaciones de gálibo mínimo por lo que se debe variar la cota de éstos. Se procede a un recálculo completo del tramo en base al cual poder evaluar la influencia del cambio de cota de los puntales definitivos.

2. ESTADO ACTUAL.

En la fecha de emisión de este Informe el tramo objeto de estudio se encuentra en estado muy avanzado de ejecución. Se han ejecutado la práctica totalidad de los muros pantalla, se han ejecutado unos 34 m de muro recrecido en ambos márgenes de la traza (entre los PK: 707+830 y 707+864.7) y se han ferrallado y encofrado otros 16m de muro recrecido, aproximadamente, también en ambos márgenes de la traza (entre los PK: 707+864.7 y 707+880).

El cambio en la cota de puntales que debe realizarse para dejar espacio a la nueva rasante depende del tramo que se considere:

i) En la sección inicial (PK: 707+830) la cota actual de los puntales es válida para la nueva rasante.
ii) Al final del tramo 1-2 (PK: 707+845), el cambio de la cota de puntal debe ser de 0.09m.
iii) En la sección más limitante del tramo 2-3, la de máximo acercamiento al terraplén del ramal de la Ronda Litoral (PK: 707+860), el cambio de la cota de puntal debe ser de 0.18m.
iv) Al final del tramo 2-3 (PK: 707+880), el cambio de la cota de puntal debe ser de 0.30m.
v) Al final del tramo 3-4 (PK: 707+932.82), el cambio de cota de puntal debe ser de 0.673m

Para el dimensionamiento y verificación original del tramo se consideraron las siguientes secciones de cálculo:

a) Tramo 1-2: Envolvente de las secciones 707+830 y 707+845 (secciones inicial y final del tramo).
b) Tramo 2-3: Envolvente de las secciones 707+860 (sección de máximo acercamiento al terraplén, más limitante que la sección inicial del tramo en 707+845) y 707+880 (sección final del tramo).
c) Tramo 3-4: Sección 707+880 (Es la sección inicial del tramo y es, claramente, la más limitante)

Dado que en las secciones realmente restrictivas en el diseño original los cambios en la cota de los puntales son de, como máximo, 0.30m, cabe la posibilidad de que el armado propuesto sea suficiente para soportar los incrementos de esfuerzos y que las verificaciones geotécnicas sigan cumpliéndose.

3. TRABAJOS REALIZADOS.

Se realiza un recálculo completo de las pantallas del Tramo de Cruce con el Paso Superior tras el cambio de cota de los puntales definitivos (los cálculos realizados pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria).

En el recálculo se ha tenido en cuenta el estado actual de construcción, de modo que sea aprovechable toda la obra ya ejecutada. En este sentido, se pretende aprovechar el trabajo realizado entre los PK: 707+830 y 707+864.7 (muros recrecidos y ferrallado y

encofrado de muros), por lo que la viga de coronación en este tramo presenta una geometría un poco complicada.

Para dar cabida a la nueva rasante con los mínimos cambios posible se plantea una doble alineación recta para la fila de puntales definitivos. El primer tramo, entre los PK: 707+830 y 707+880 tiene una pendiente del 1.6% entre las cotas +8.15 y +8.95. El segundo tramo, entre los PK: 707+880 y 707+932.82 tiene una pendiente del 1.7% entre las cotas +8.95 y +9.85. La viga de coronación del muro presenta una geometría compatible con la obra ya ejecutada y la alineación que define el eje de los puntales (la geometría de la viga puede consultarse con detalle en la colección de planos 2.9.3.49 hoja 2 de 23, adjunta a este memoria).

Las nuevas condiciones en las que se comprueba el tramo son:

- Espacio suficiente para poder cambiar la pendiente de salida y subir la inclinación hasta un 1.7%. Esta condición implica la necesidad de cambio de la cota de los puntales definitivos.

- Se mantiene también la posibilidad de salida con la rasante con la que se calculó originalmente el tramo. Esta condición implica que no deben cambiarse las cotas de máxima excavación ni la posición de la solera.

El resto de condicionantes sobre el dimensionamiento del tramo (características del terreno, presiones de aguas, procedimiento constructivo, etc) se mantienen como en el diseño original.

4. RESULTADOS MÁS IMPORTANTES Y PROPUESTAS.

Tras el recálculo completo del tramo se concluye que el cambio en la cota de los puntales tiene una influencia mínima en los esfuerzos que solicitan las pantallas y que las comprobaciones geotécnicas continúan siendo favorables. Si bien el cambio de la cota de los puntales supone un incremento de luces, el empotramiento que supone la acción conjunta de puntal definitivo y puntal provisional en la fase en que se excava hasta la cota de máxima excavación es más efectivo, y las cargas en los puntales son algo menores, compensándose el efecto del incremento de luz.

El armado definido originalmente en todos y cada uno de los tramos es válido para las nuevas cotas de puntales definitivos, con las correspondientes adaptaciones geométricas (los cambios en las leyes de esfuerzos sobre las pantallas son mínimos).

En el tramo entre los PK: 707+830 y 707+880, en el que ya se ha hormigonado el muro recrecido, toda la diferencia de cota de los puntales se absorberá con una adaptación de la viga de coronación (ver planos 2.9.3.49 adjuntos, hojas 1; 2; 15; 16 y 18 de 23), quedando igual la armadura en espera tras el hormigonado del muro (la diferencia es de sólo 0.09m), pero añadiendo las barras de la posición 12 para facilitar el anclaje, según se muestra en el croquis adjunto de la figura 1.

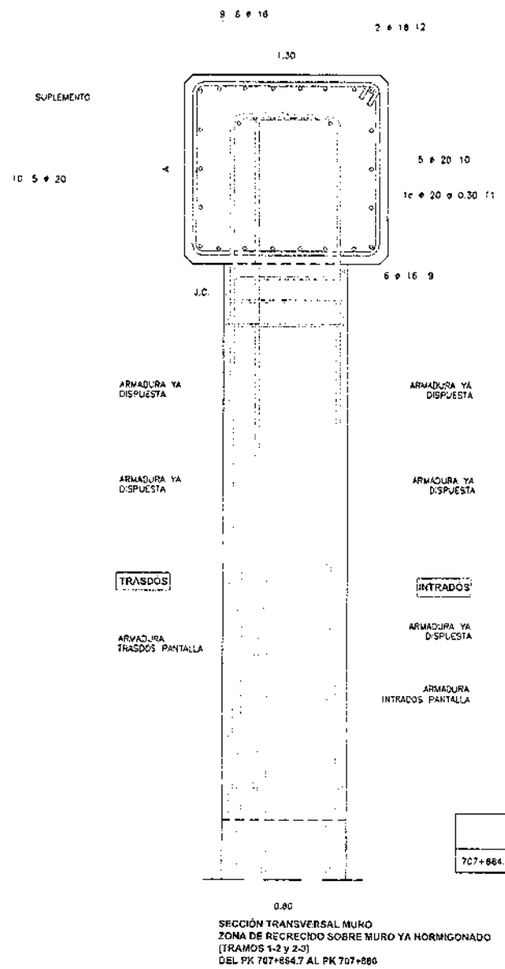
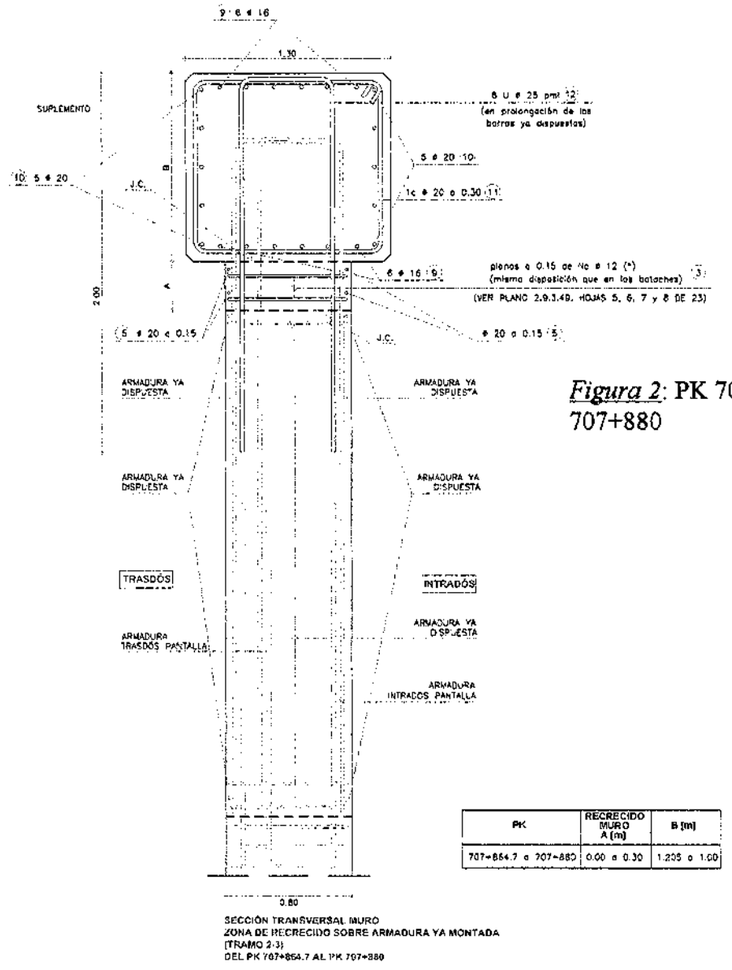


Figura 1: PK 707+830 a 707+864.7

En el tramo entre los PK: 707+864.7 y 707+880, en el que se ha ferrallado y encofrado el muro recrecido, se respeta la armadura ya montada y se absorbe la diferencia de cota de los puntales con un recrecido del muro y con una adaptación de la viga de atado.

Para el recrecido del muro se propone suplementar la armadura con unas Us invertidas (posición 12) y las correspondientes barras longitudinales (posición 5) y cercos (posición 3), según el croquis adjunto en la figura 2.



PK	RECRECIDO MURO A (m)	B (m)
707+864.7 a 707+880	0.00 a 0.30	1.205 a 1.00

SECCIÓN TRANSVERSAL MURO
ZONA DE RECRECIDO SOBRE ARMADURA YA MONTADA
(TRAMO 2-3)
DEL PK 707+864.7 AL PK 707+880

Figura 2: PK 707+864.7 a 707+880

El tramo entre los PK 707+880 y 707+932.82 se realizará con la nueva geometría sin que sea necesario adaptar ni aprovechar nada que se haya ejecutado con anterioridad.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 28 de abril de 2005

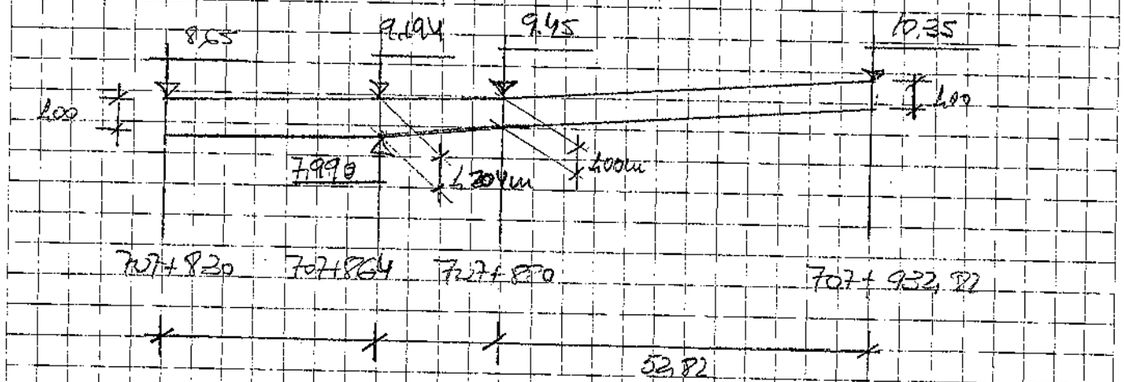
TRAMO CRUCE PASO SUPERIOR

Modificación cota puntales por cambio en la rasante de salida del Falso Túnel (Pendiente de salida 4,7% (CV=-4452; PK=707+459,054)

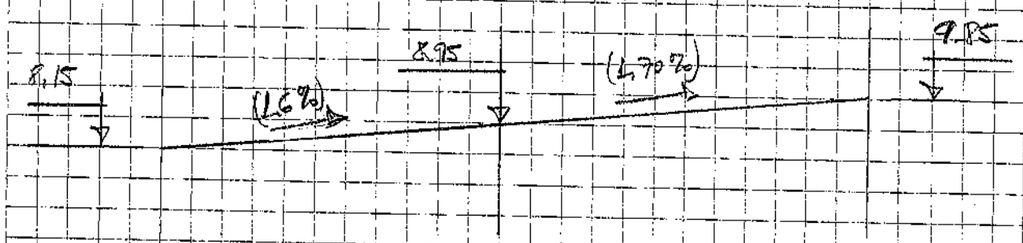
Gálibo exigido 6,00 m (Distancia carril-eje puntal 6,25 m)

Propuesta de Geometría

VIGA DE CORONACIÓN



EJE PUNTALES



Muro ejecutado → 707+862 (Izqda)
707+864 (Ddra)

NOTE BOOK ①

CRUCE PUENTE

PANTALLAS DEL MARGEN IZQUIERDO

TRAMO 1-7 (margen izqdo)

a) SECCIÓN INICIAL 707+820

Queda igual → NO requiere recálculo por cambio en las cotas de los puntales

b) SECCIÓN FINAL 707+845

Cota puntal original: Z puntal = 8,30 m
Cota puntal cambio rasante: Z puntal = 8,29 m
} Δ = 9,0 cm

- Separación original entre puntales: h_1 = 8,30 - 4,03 = 4,27 m
  Separación tras cambio de rasante: h_2 = 4,26 m
  Δ = 2,1% (es aceptable)
  (Recrecimiento siguiente) } ⇒ incremento de esfuerzos puede ser del orden del 4,2% (aceptable sin recálculo)

- Separación original entre puntal y eje eslora: H_1 = 8,30 + (-0,95)
  H_1 = 9,215 m
  Separación tras cambio de rasante H_2 = 9,305 m
  Δ = 0,98% (es aceptable)
  ⇒ incremento de esfuerzos producido del orden del

NOTE BOOK ②

APROXIMACIÓN AL CAMBIO DE MOMENTOS FLECTORES SOBRE LAS PANTALLAS

$M = K \cdot \ell^2$ ← función rigidez y acciones

$\bar{M} = K \cdot \bar{\ell}^2 = K(\ell + \Delta\ell)^2 = K(\ell^2 + 2\ell\Delta\ell + \Delta\ell^2) = \underbrace{K\ell^2}_{M} + \underbrace{K(2\ell\Delta\ell + \Delta\ell^2)}_{\Delta M}$

$\Delta M = K(2\ell\cdot\Delta\ell + \Delta\ell^2)$

1º) Para el caso en que hay dos puntales

$\ell = 4{,}27\,m$
$\Delta\ell = 0{,}09\,m$
$\Rightarrow 2\ell\Delta\ell + \Delta\ell^2 = 2 \cdot 4{,}27 \cdot 0{,}09 + 0{,}09^2 = 0{,}7767$

$\ell^2 = 18{,}2329\,m$

Con lo cual $\frac{M+\Delta M}{M} = \frac{K[\ell^2 + (2\ell\cdot\Delta\ell + \Delta\ell^2)]}{K\ell^2} = 1{,}0426$

→ El incremento de momento supone un 4,26%
(es aceptable en recálculo)

TRAMO 2-3 (margen izquierdo)

a) SECCIÓN DE MÁXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLÉN (707+860)

Cota puntal original: $Z = 8{,}45$
Cota medida puntal: $Z = 8{,}63$
$\Delta = 0{,}18\,m$ (ya es muy considerable)

Se realiza un recálculo completo

Archivo RWD original: CRUCE7M2.RD

Archivo RWD con cotas de puntales modificadas "CRUCE7P2.RD"

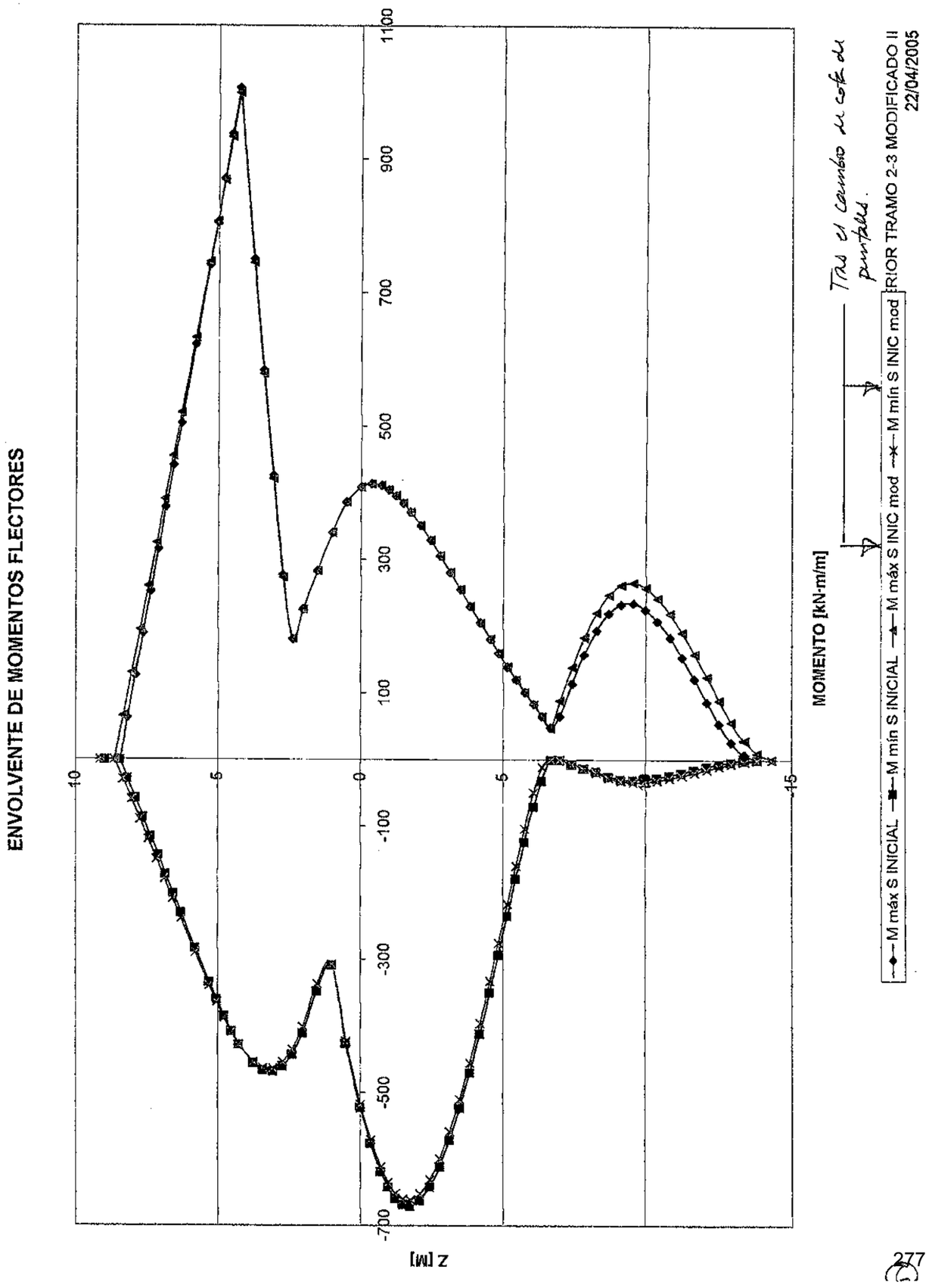
Cota coronación muro: 9,13m

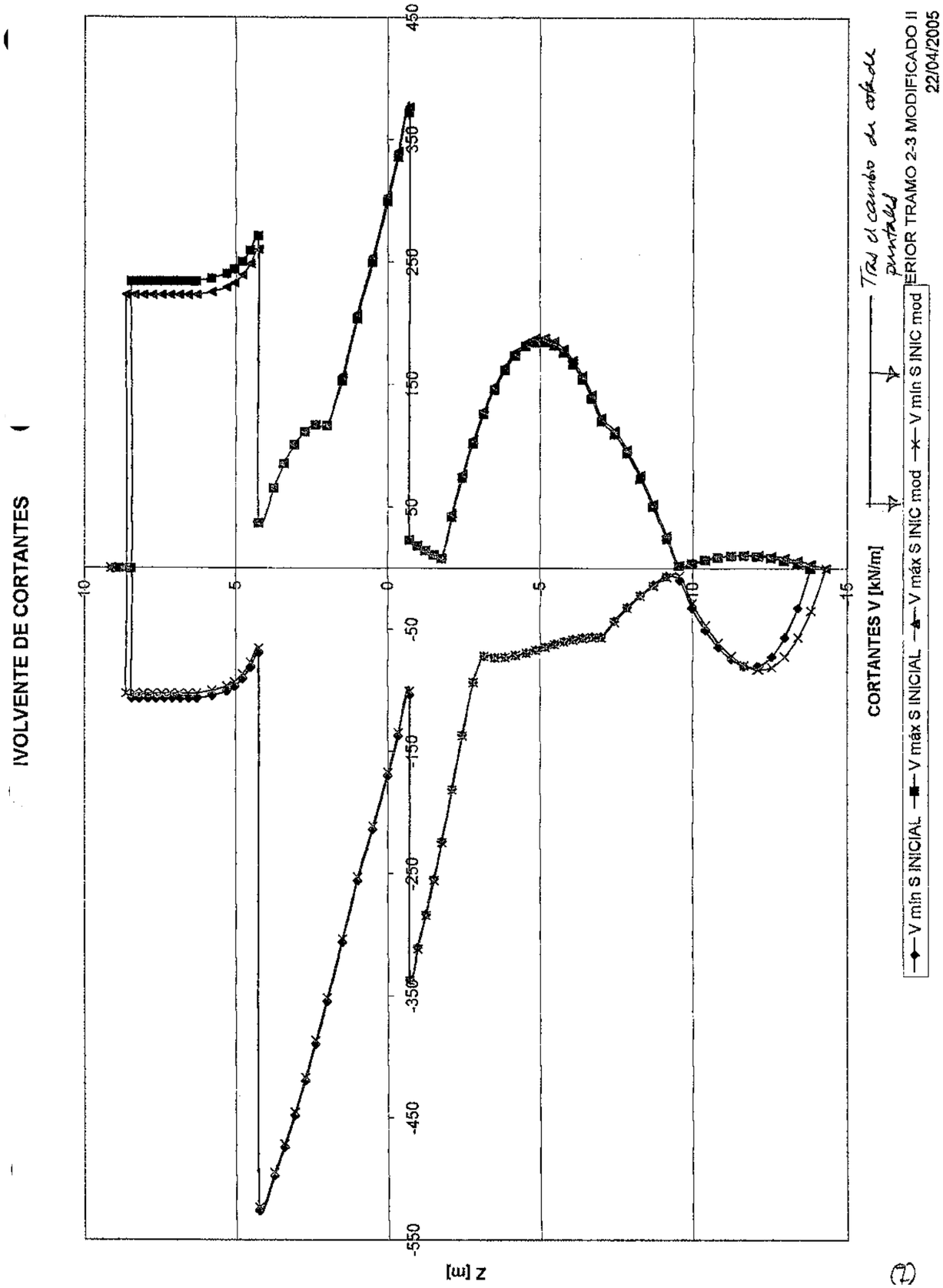
Cota puntal definitivo: 8,63m

Existe un margen razonable para el porcentaje de empuje pasivo máximo movilizado Tras el cambio de cota del puntal pasa a ser: 68,9% (antes 69,0%)

En fase de Excavación hasta CME

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE P2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 2-3 SECCION 707+860 (MAXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLEN)
* CAMBIO EN LA COTA DE PUNTALES DEFINITIVOS POR MODIFICACION DE
* RASANTE
9.13 <------------------------------------ Cambio coronación muro
-1.0 0.8^3*2.726E6/12
6.3 -24.30
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 (0.5) 28 0.33 0 2000
SUB(1,1) 6.3 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 5.3 3.0 9.5 29.0
SUB(1,1) 5.3 9.5 35.0 24.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -13.8 12.5
WAT(2) -1.75 0.0
WAT(2) -13.8 12.0
CAL
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA
EXC(2) 3.75
CAL
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 8.63 1.0 0.0 0.0 22760.0 <---------- Cambio cota puntales.
STR 4.25 1.0 0.0 0.0 22760.0
EXC(2) -1.75
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION LOSA DE FONDO Y RETIRADA PUNTAL PROVISIONAL
STR -0.70 1.0 0.0 0.0 124500.0
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 5: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -13.8 14.0
WAT(2,1) -0.7 0.0 1.0
WAT(2) -13.8 14.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```





(7)

Can Tunis 22-Abr-05

b) SECCIÓN FINAL 707+880

Cota original puntal definitivo: z = 8,65m
Cota modificada puntal definitivo: z = 8,95m } Δ = 0,30m
↑ aumento considerado

Se realiza un recálculo completo

Archivo Rido original CRUCE6M2.RD

Archivo Rido con cotas de puntales modificadas

CRUCE6P2.RD

Cota coronación muro: 9,45m

Cota puntal definitivo: 8,95m

Tras el cambio de cota de puntal el porcentaje de empuje pasivo movilizado respecto del empuje pasivo máximo disponible es del 66,6% (antes 62,7% Ep,máx)

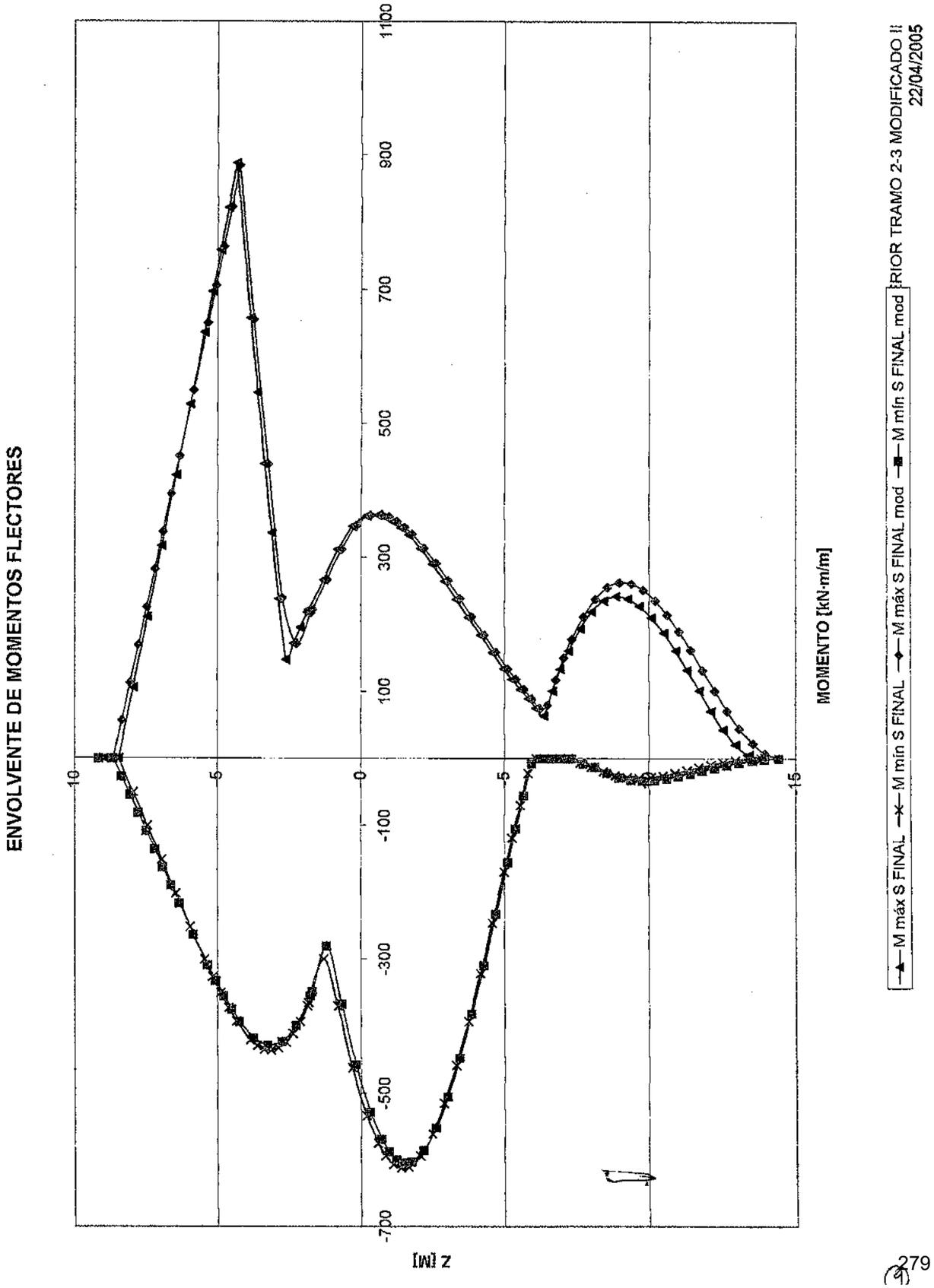
↑ En fase de excavación hasta CMF.

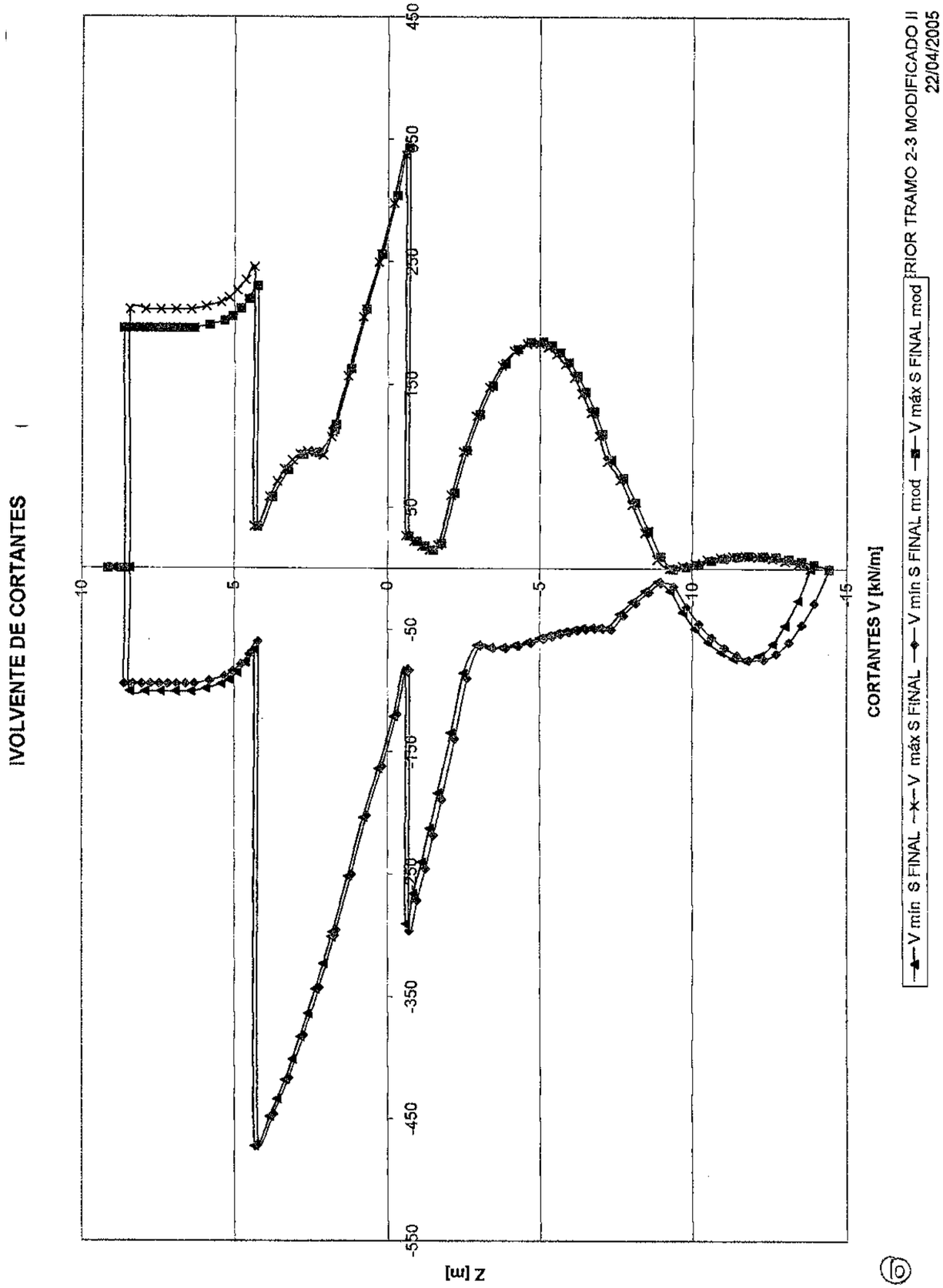
NOTE BOOK

(P) 278

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE6P2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 2-3 SECCION 707+880 (MAXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLEN)
* CAMBIO EN LA COTA DE PUNTALES DEFINITIVOS POR MODIFICACION DE
* RASANTE
9.45✓
-14.1 0.8^3*2.726E6/12 ✓
6.65✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0    2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0   2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000 ✓
SUB(1,1) 6.65 0.0 4.0 1.0✓
SUB(1,1) 5.65 4.0 10.5 28.3✓
SUB(1,1) 5.65 10.5 35.0 23.3✓
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -13.6 12.5✓
WAT(2) -1.45 0.0✓
WAT(2) -13.6 12.0✓
CAL ✓
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA
EXC(2) 4.05✓
CAL✓
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 8.95 1.0 0.0 0.0 22760.0✓
STR 4.55 1.0 0.0 0.0 22760.0✓
EXC(2) -1.45✓
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION LOSA DE FONDO Y RETIRADA PUNTAL PROVISIONAL
STR -0.40 1.0 0.0 0.0 124500.0✓
STR(0,2)✓
CAL ✓
* ETAPA 5: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -13.6 14.0
WAT(2,1) -0.4 0.0 1.0
WAT(2) -13.6 14.0
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

0.5 → sc. terraplén adyacente a la estructura.





(10)

Con Tunnis 22-Mar-05

VERIFICACIÓN:

I) FLEXIÓN:

Ia) INTRADÓS:

- Momento último con 6Ø25 pasa de batada

  A_s = 29,454 cm²/m (r=0,11m) (h=0,80m)

  μ_{ud} = 825,72 kN.m/m

  $\mu_{u,k}$ = 560,51 kN.m/m

- Momento último con 6Ø25+3Ø16 pasa de batada

  A_s = 44,81 cm²/m

  μ_{ud} = 1148,4 kN.m/m

  $\mu_{u,k}$ = 765,6 kN.m/m

Obs: Hay que trasladar las cotas del plano 2-9.3.49 (correspondiente al PK 707+845) al PK: 707+760 que es el que se usa de referencia para las leyes de esfuerzos representadas

Ib) TRASDÓS

- Momento último con 6Ø25 pasa

  $\mu_{u,k}$ = 560,51 kN.m/m

- Momento último con 6Ø25 + 5Ø32 pasa de batada

  A_s = 69,664 cm²/m (h=0,80; r=0,15m)

  μ_{ud} = 1645,08 kN.m/m

  $\mu_{u,k}$ = 1096,7 kN.m/m

NOTE BOOK

(11)

III) CORTANTES:

* Cortante último con 8 ramas Φ16

A_s = 29,454 cm²/ml

A_d = 12,064 cm²/ml/m (8 ramas Φ12 c 0,5 en batida de 5,0m)

h = 0,80 (r=0,1)

V_{u2} = 533,4 kN/m ; $V_{u,k}$ = 355,6 kN/m

* Cortante último con 8 ramas Φ20

A_s = 29,454 cm²/m ← del lado seguro

A_d = 33,52 cm²/m/m (8 ramas Φ20 c 0,15 en batida de 5,0m)

h = 0,80m (r=0,1m)

V_{u2} = 1066,89 kN/m; $V_{u,k}$ = 711,27 kN/m

III) CARGAS EN LOS PUNTALES:

El habia dimensionado para n_k = 200 kN/m

Tras el cambio de cota de los puntales se tiene n_k = 273,5 kN/m

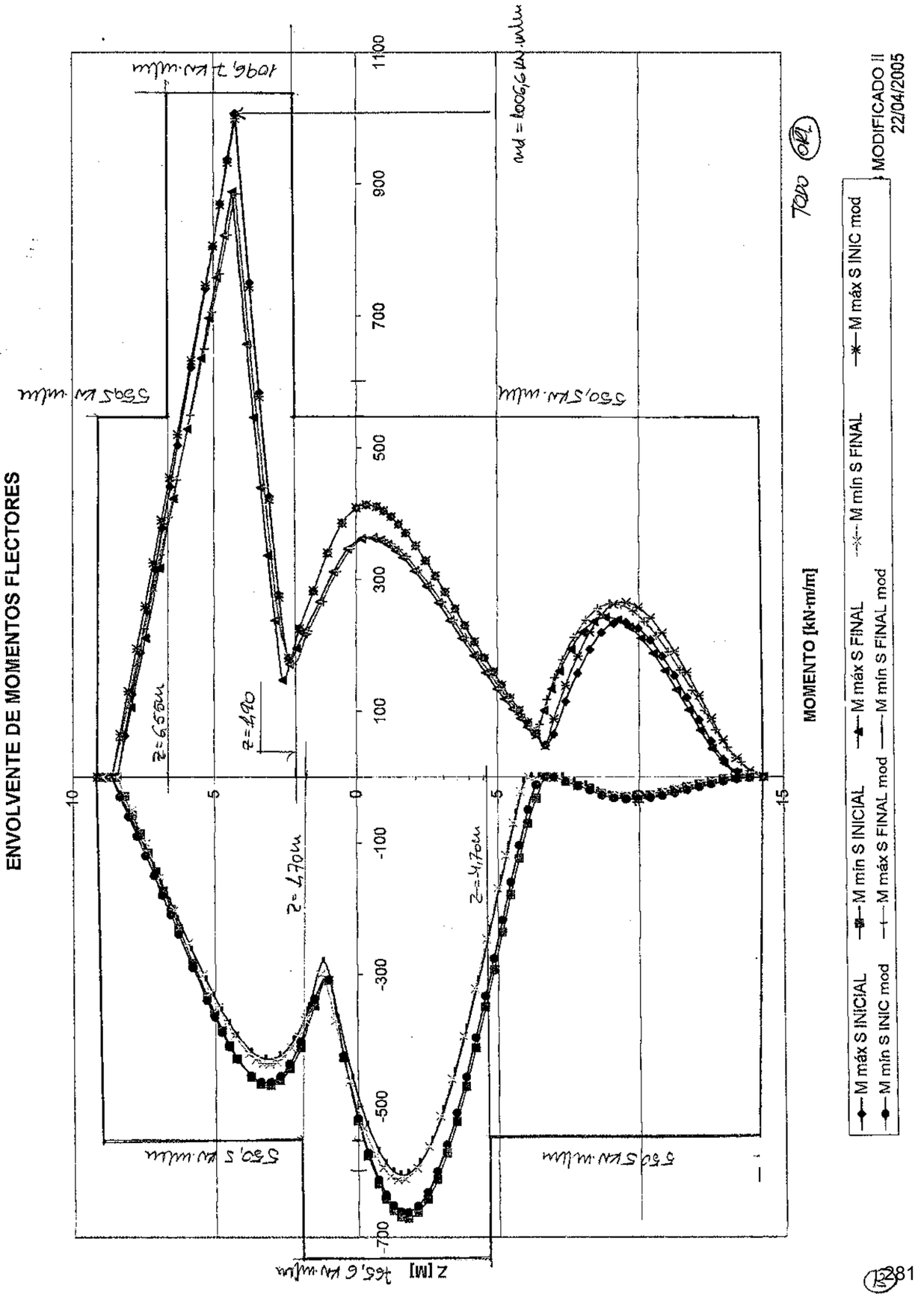
Lado cubierto

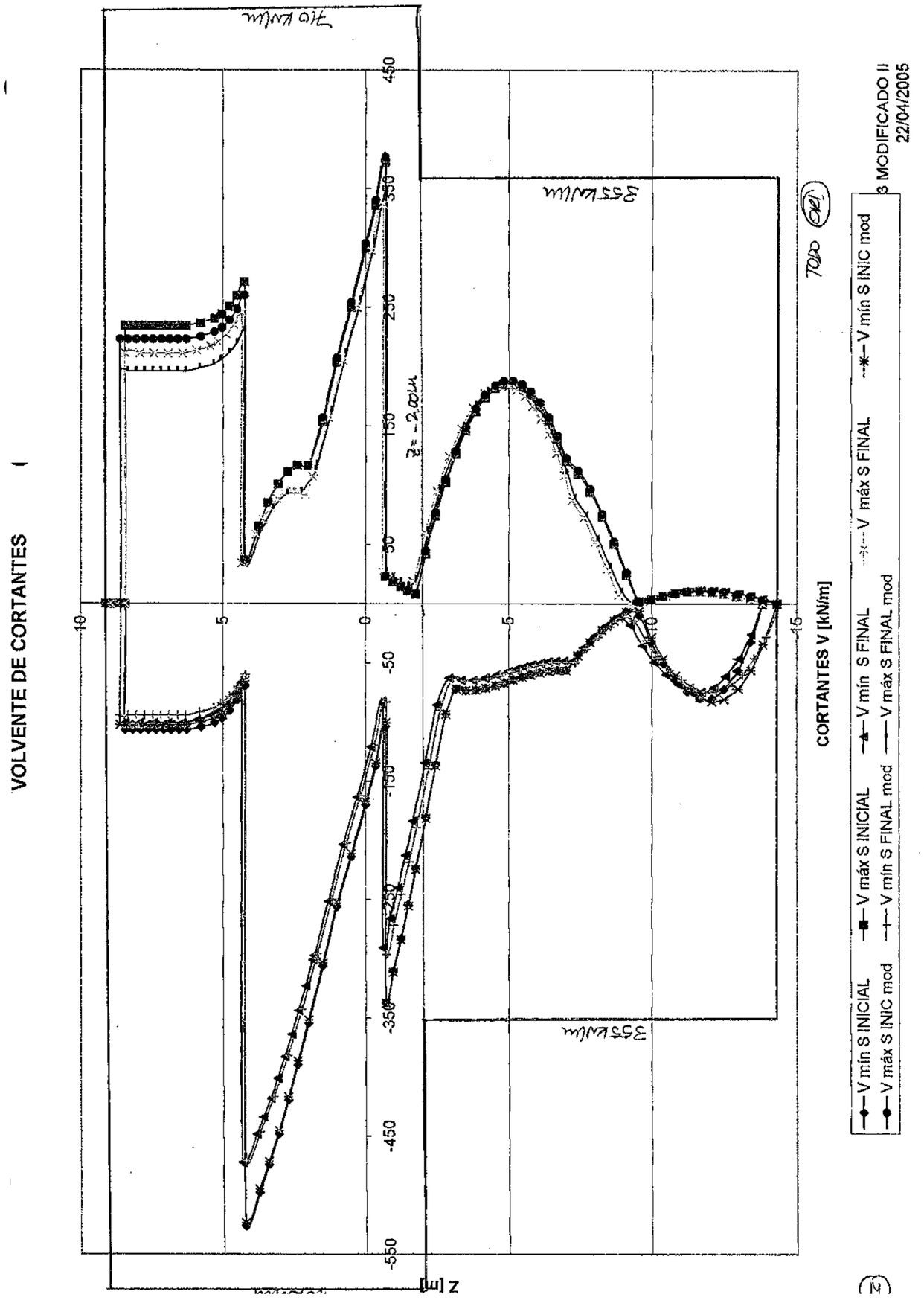
Asi ha aumentado el brazo mecanico entre puntales → disminuyen las cargas

(1) doble puntal actuando como empotramiento:

Puntal superior traccionado

Puntal inferior comprimido





Con Junta 22-Abril-05

TRAMO 3-4 (margen izqdo)

SECCIÓN INICIAL (SECCIÓN FINAL TRAMO 2-3)

Es la más restrictiva del tramo (máxima CME, máximo relleno en trasdosar)

↕ El recalzado completo puede comprobarse en la verificación del tramo 2-3 anterior

VERIFICACIÓN

I FLEXIÓN

Ia) INTRADÓS

- momento último con 6Φ25 pmd

A_s = 29.454 cm²/m (h=0,80; l=0,11m)

M_{ud} = 875,77 KN·m/m

$M_{u,k}$ = 550,51 KN·m/m

- Momento último con (6Φ25 + 2Φ25) pmd de batache

A_s = 39.272 cm²/m

M_{ud} = 1007,00 KN·m/m

$M_{u,k}$ = 676,33 KN·m/m

Ojo: las cotas del plano 2.9.3.49 (11/23) son relativas a la sección 707+880, para comparar con las leyes de esfuerzos presentadas (que corresponden al PK 707+860) hay que restar 0,20m (desplazar las ordenadas 0,20m hacia abajo)

NOTE BOOK

II.b) TRAMO 2-3:

- Momento último con 6Φ25 pasivo

$M_{u,k}$ = 559,51 KN·m/m

- Momento último con (6Φ25 + 6Φ25) pasivo en bataches

A_s = 58,909 cm²/m

M_{uu} = 1433,32 KN·m/m

$M_{u,k}$ = 955,55 KN·m/m

II) CORTANTES:

- Cortante último con ramas Φ12

$V_{u2,k}$ = 355,6 KN/m (Ver cálculos anteriores)

- Cortante último con ramas Φ20

$V_{u,k}$ = 713 KN/m (Ver cálculos anteriores)

III) PUNZONAMIENTO:

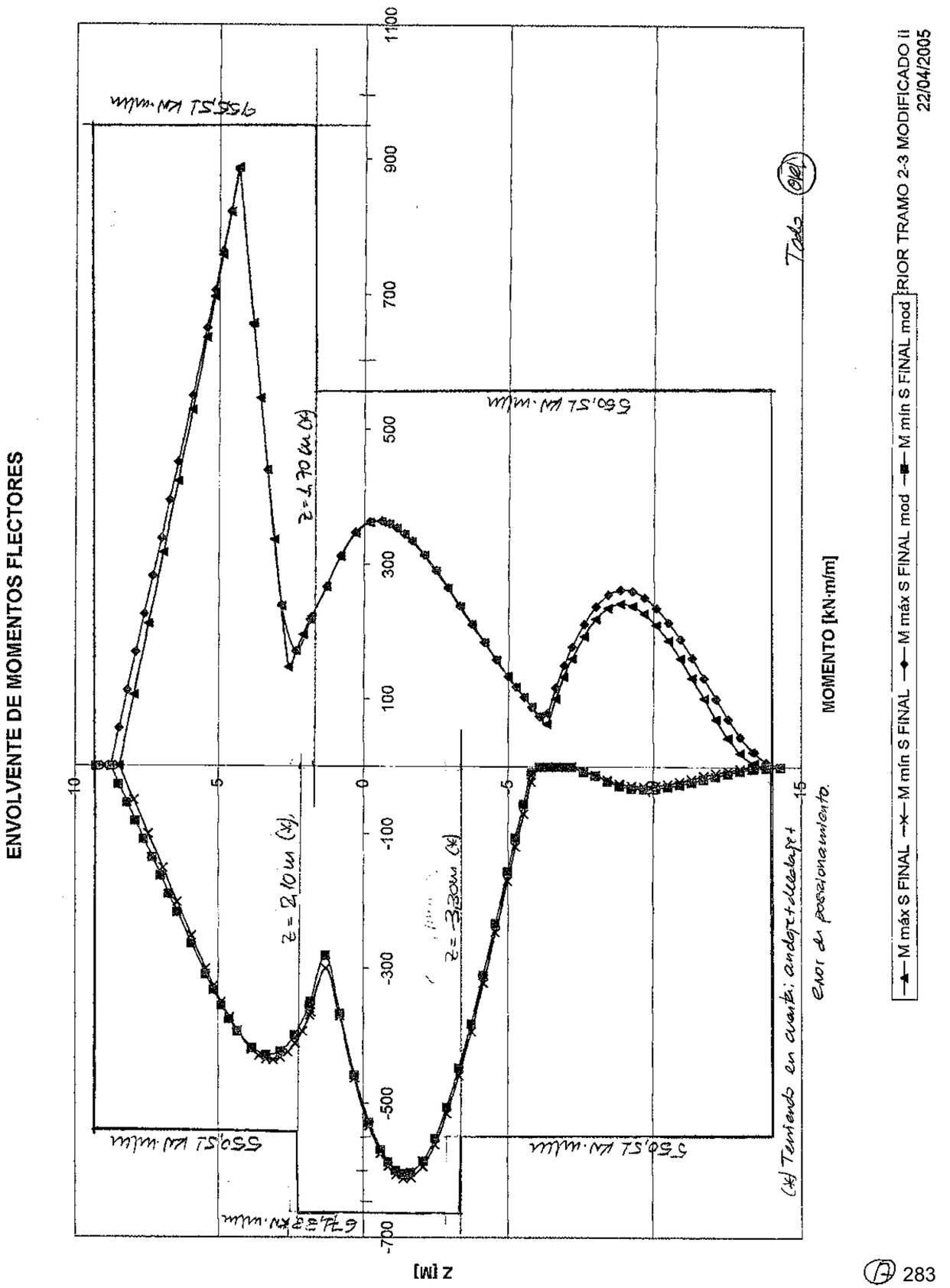
Se había dimensionado para V_k = 720 KN/m

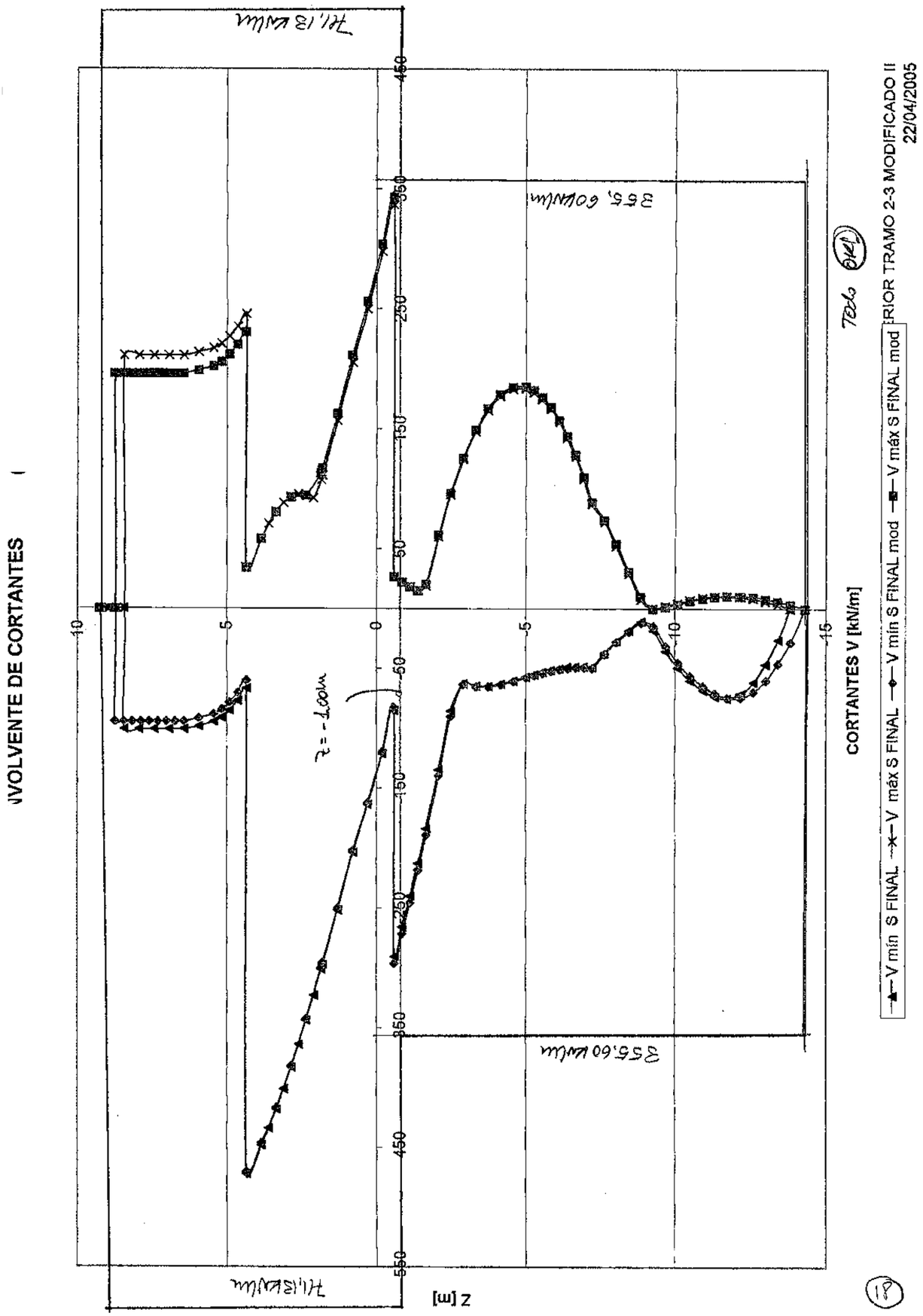
Tras el cambio de cota de los puntales se tiene V_k = 700,9 KN/m

(OK)

(16)

NOTE BOOK





(18)

Can Tunis

22-Abr-05

PANTALLAS DEL MARGEN DERECHO:

TRAMO 1-2 (margen derecho)

↳ Idem pantallas del margen izquierdo tanto en sección Inicial como en sección Final (del tramo)

TRAMO 2-3 (margen derecho)

a) Sección de máximo acercamiento al terreno (707+860)

Doble comprobación:

i) como sección tipo con puntales "pasivos"

ii) Introduciendo la carga de los puntales como acción sobre la pantalla

Ante los resultados del análisis original o claramente diferente el caso ii) en el que las cargas en los puntales que equilibran las acciones sobre las pantallas del margen izquierdo se introducen como acciones sobre las pantalla del margen derecho

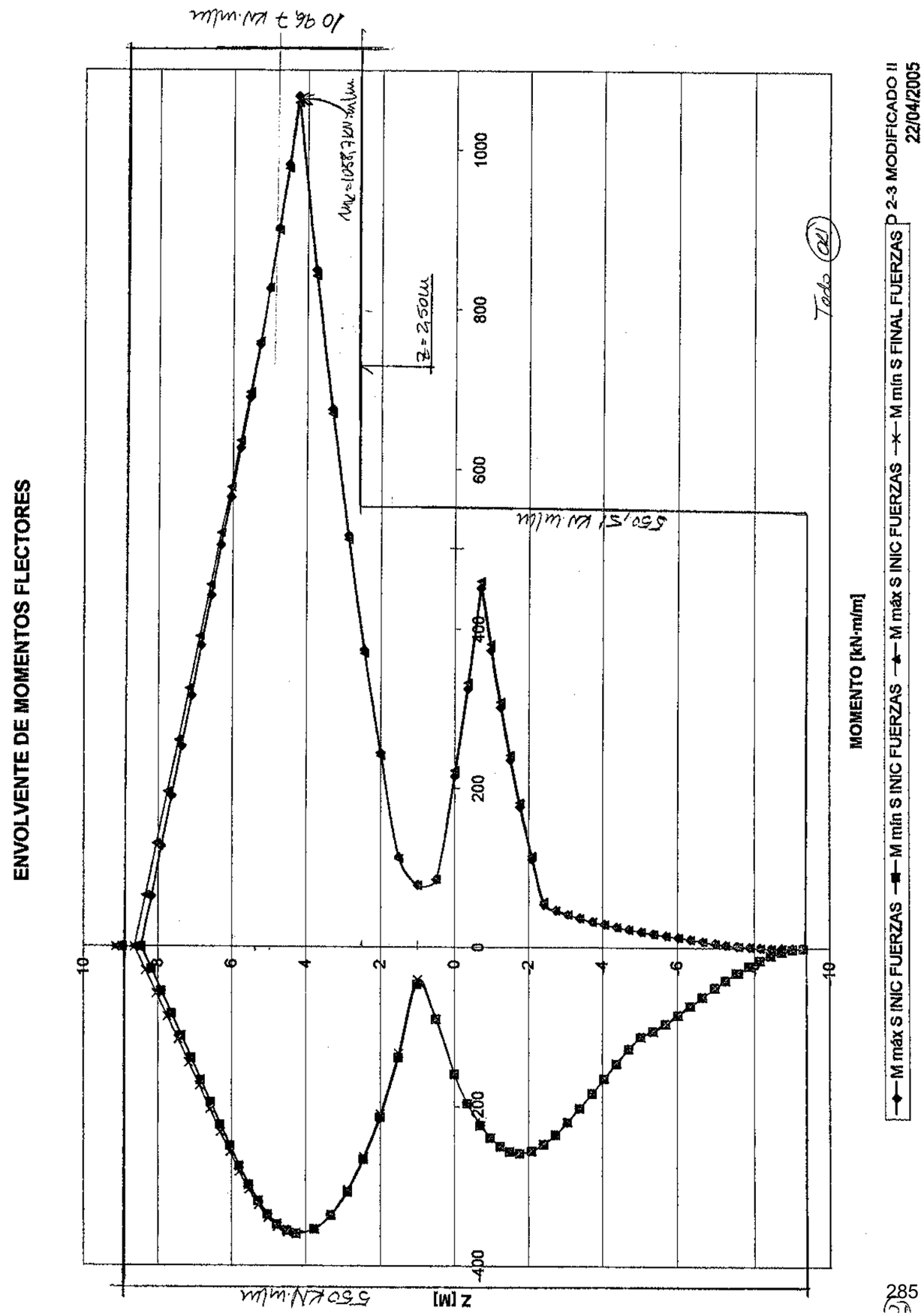
Etapa	1 puntal		Del archivo RIBO "CRUCE 7P2.RIO"
• Colocación de puntales provv. y del 1º excavación hasta CME	Provv:	78.35 Tn/m	Cambio en las reacciones por subida NF
	Def:	-22.32 Tn/m	
• Ejecución losa y retirada del puntal provisional	Def:	9.95 Tn/m	→ 10.27 Tn/m
	Losa:	69.78 Tn/m	→ 69.74 Tn/m

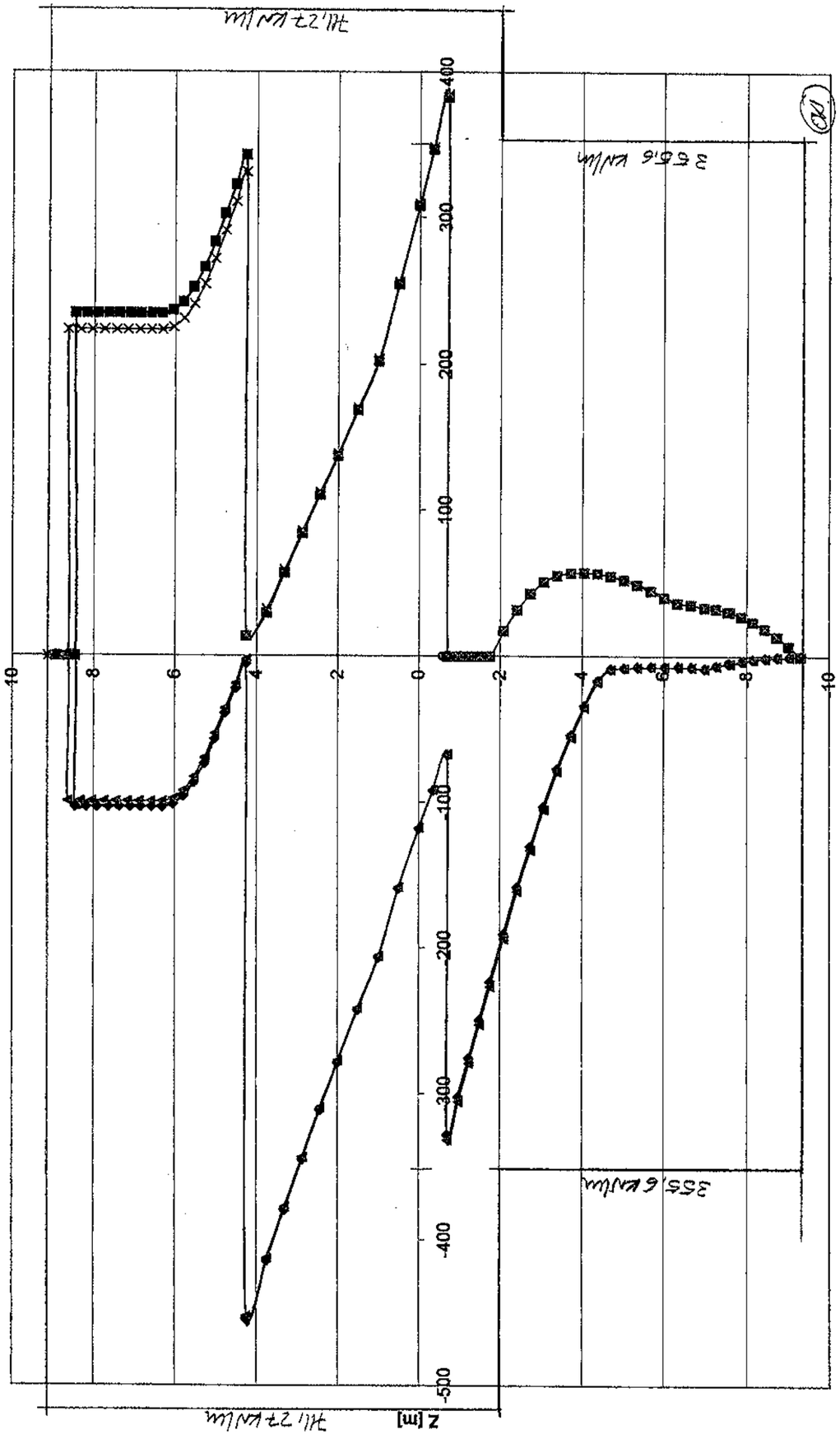
Archivo RIBO: CRUCE 5P2.RIO

NOTE BOOK

(19)

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE5P2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 2-3 SECCION 707+860 (MAXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLEN)
* PANTALLA DERECHA, COMPROBACION CON CARGAS EN LOS PUNTALES
* CAMBIO EN LA COTA DE PUNTALES DEFINITIVOS POR MODIFICACION
* DE RASANTE
9.13 <-------- Cambio cota conmación uno.
-9.3 0.8^3*2.726E6/12
6.3
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0    2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0   2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 (0.5) 28 0.33 0 2000
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -9.3 9.5
WAT(2) -1.75 0.0
WAT(2) -9.3 7.5
CAL
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA
EXC(2) 3.75
CAL
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
CFM 8.63 22.32 <-------- Cambio cota puntal
CFM 4.25 -78.35
EXC(2) -1.75
CAL
* ETAPA 3: EJECUCION DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA PUNTAL
PROVISIONAL
CFM 8.63 -9.95 <-------- Cambio cota puntal
CFM 4.25 0.00
CFM -0.7 -69.78
CAL
* ETAPA 4: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -9.3 11.0
WAT(2,1) -0.7 0.0 2.0
WAT(2) -9.3 11.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```



MO 2-3 MODIFICADO II
22/04/2005

con Tunés 22-Abr-05

b) Sección Final en 707+880

Se comprueba también el caso de introducir las cargas de los puntales como acciones.

En archivo R1D: CRUCEGPZ.R1D

Etapa	P puntales	
• Colocación de puntales piso y alt y excavación hasta cota	Piso: Faces Tn/m Def: -19.62 Tn/m	Cambio en las
• Ejecución losa y retirada del puntal provisional	Def: 9.16 Tn/m → 9,43 Tn/m Losa: 62.61 Tn/m → 62,24 Tn/m	

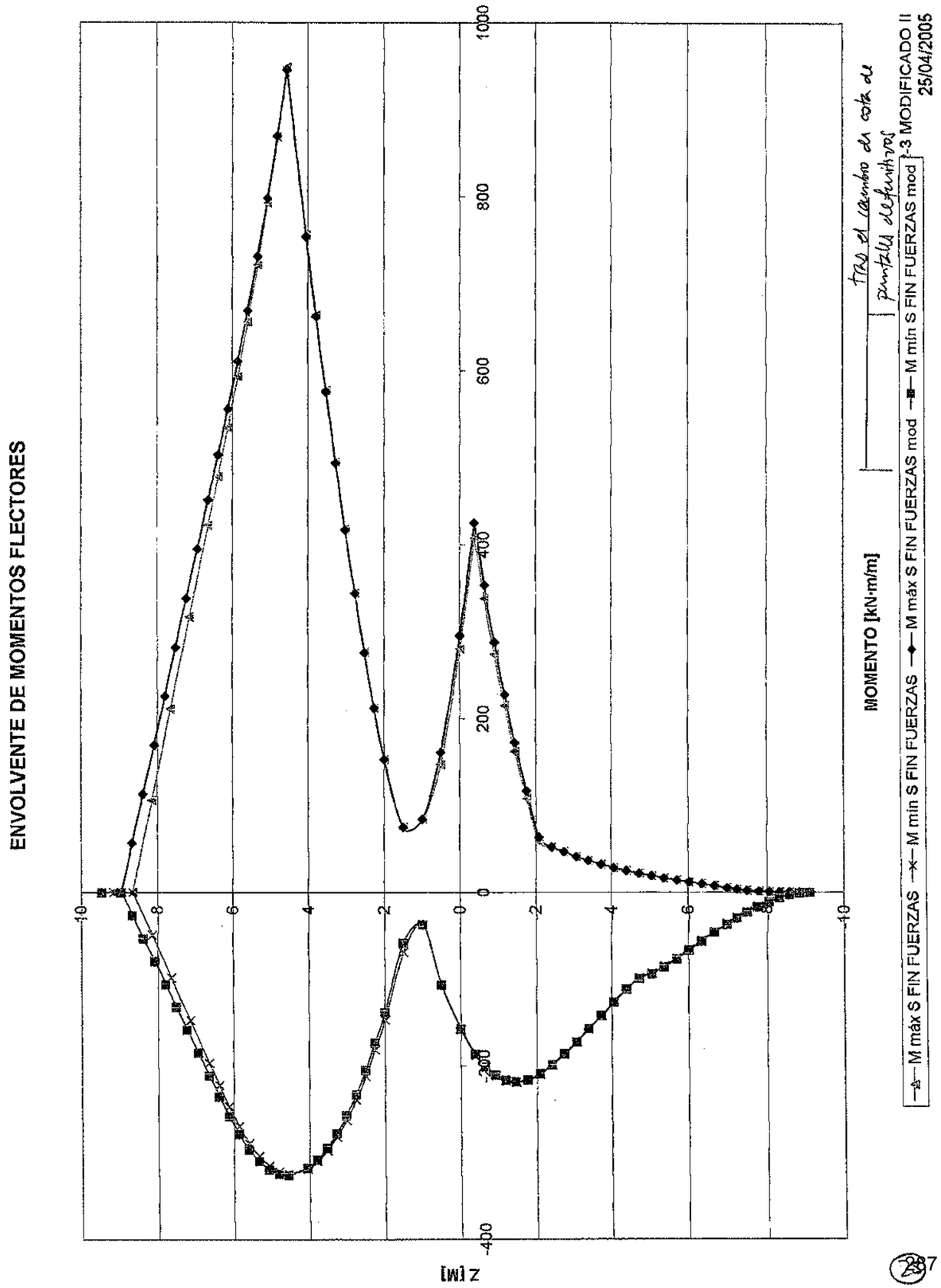
Archivo R1D: CRUCE9PZ.R1D

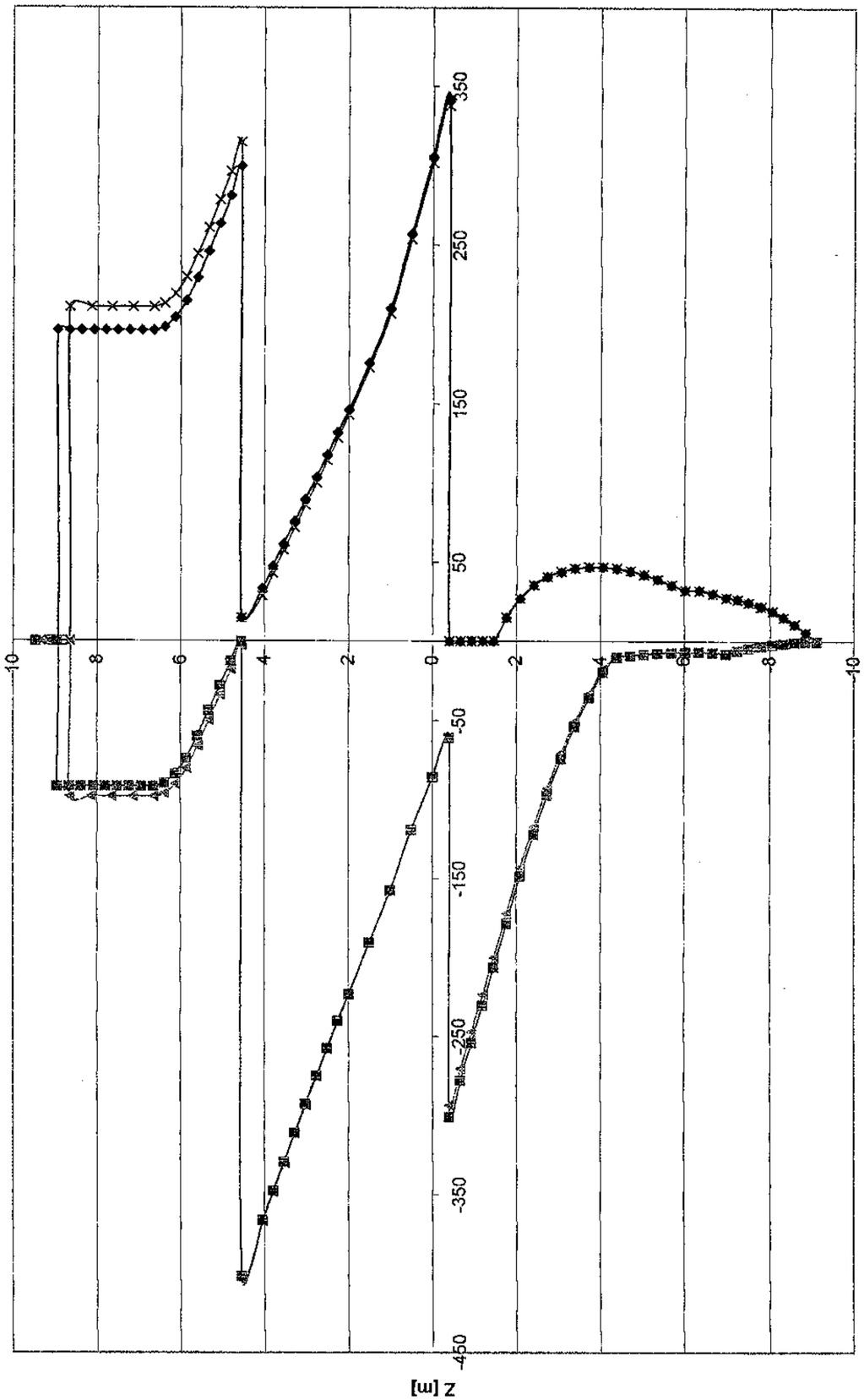
Tras el cambio de coste de puntal, el porcentaje de empuje pasivo movilizado respecto del empuje pasivo máximo disponible es del 58.9% (antes del 64.2%)

En Fase de excavación hasta CME

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE9P2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 2-3 SECCION 707+880 SECCION FINAL
* PANTALLA DERECHA, COMPROBACION CON CARGAS EN LOS PUNTALES
* CAMBIO EN LA POSICION DE LOS PUNTALES POR MODIFICACION DE
* RASANTE
9.45
-9.1 0.8^3*2.726E6/12
6.65
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0    2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0   2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -9.1 9.0
WAT(2) -1.75 0.0
WAT(2) -9.1 7.5
CAL
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA
EXC(2) 4.05
CAL
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
CFM 8.95 19.62
CFM 4.55 -70.09
EXC(2) -1.45
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION DE LA Llosa DE FONDO Y RETIRADA PUNTAL
PROVISIONAL
CFM 8.95 -9.16
CFM 4.55 0.00
CFM -0.4 -62.61
CAL
* ETAPA 4: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -9.1 10.5
WAT(2,1) -0.4 0.0 2.0
WAT(2) -9.1 10.5
CAL
END
STA
EVP
STOP
```



Casa Tunnis 22-Abr-05.

VERIFICACIÓN

I) FLEXIÓN

Ia) INTRADÓS

- Momento último con 6ϕ25

A_s = 29,454 cm^2/m

m_{um} = 825,77 KNm/m

m_{uk} = 550,51 KNm/m

Ib) TRASDÓS

- Momento último con 6ϕ25

m_{um} = 550,51 KN·m/m

- Momento último con (6ϕ25 + 5ϕ32)

A_s = 69,664 cm^2/m

m_{um} = 1645, KNm/m

m_{uk} = 1096,7 KN·m/m

Ds ☐ plano 2.9.3.49 (9/23) corresponde al PK 707+845

las leyes de esfuerzos corresponden a la sección 707+860

las que desplazado 0,15m hacia arriba

NOTE BOOK

Con Tunis 22-16-05

III) CORTANTES

- Cortante último con ramas ϕ12 — T_{uk} = 355,6 KN/m
- Cortante último con ramas ϕ20 — T_{uk} = 711,27 KN/m

IIII) APUNTALAMIENTO

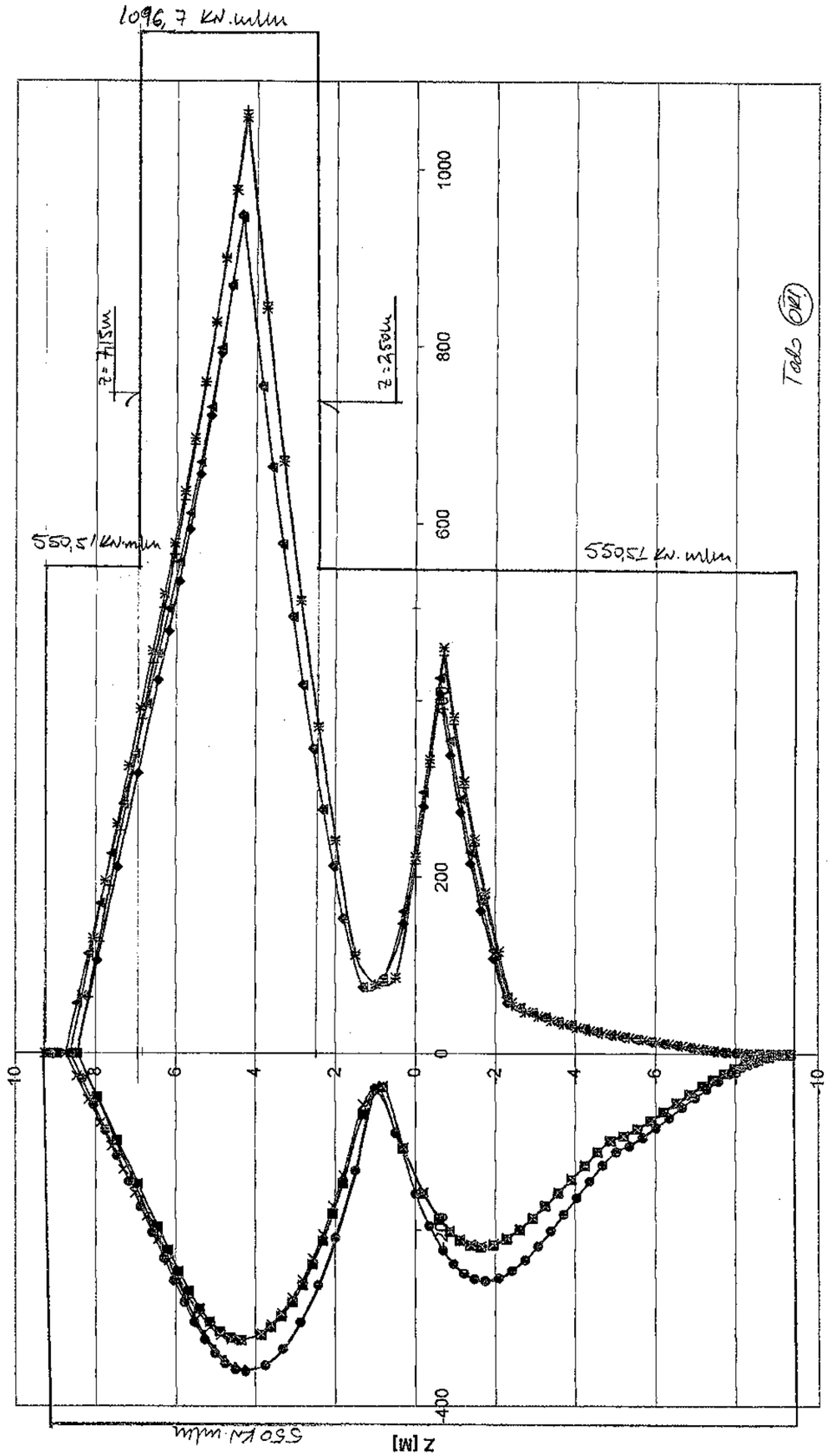
Si habia dimensionado para unas cargas en los puntales de

n_{uk} = 900 KN/m

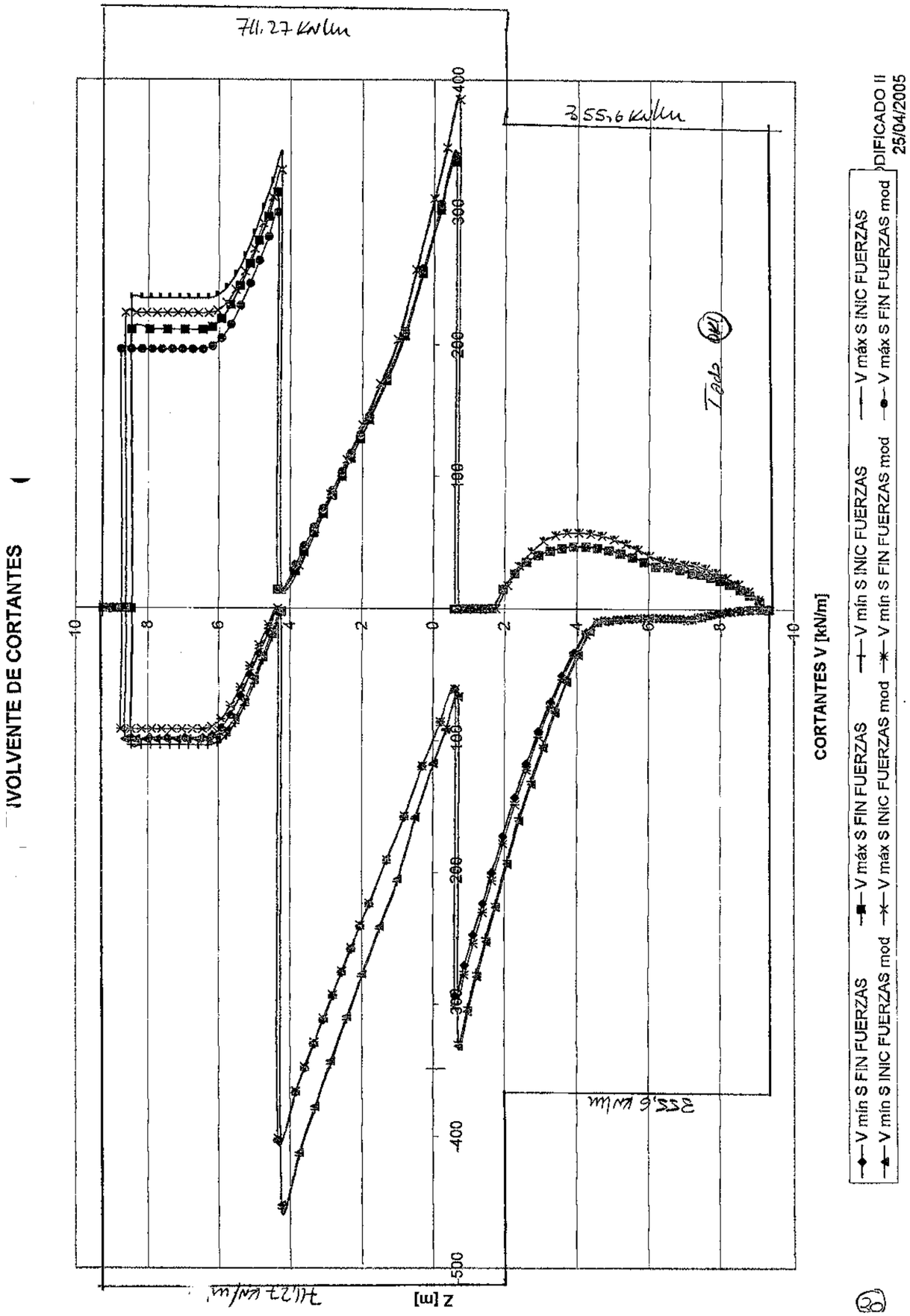
Tras el cambio de esta de puntales se tiene

n_{uk} = 783,5 KN/m ← Introducido como acción

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



DIFICADO II
25/04/2005



Can Tunis 26-Abr-05

TRAMO 3-4 (margen derecho)

SECCIÓN INICIAL (SECCIÓN FINAL TRAMO 2-3)

☑ la más restrictiva del Tramo (máxima CME y máximo relleno en trasdós)

↑ ☑ cálculo completo puede consultarse en la verificación del tramo 2-3 anterior

VERIFICACIÓN

I) FLEXIÓN

Ia) INTRADÓS:

- Momento último con 5Φ25 pmd

A_s = 24,545 cm²/m

M_{um} = 696,18 KN·m/m

M_{umax} = 464,12 KN·m/m

Ib) TRASDÓS

- Momento último con 6Φ25 pmd

A_s = 29,454 cm²/m

M_{um} = 825,77 KN·m/m

M_{umax} = 550,51 KN·m/m

- Momento último con (6Φ25 + 6Φ25) pmd

A_s = 58,908 cm²/m

M_{um} = 1433,52 KN·m/m

M_{umax} = 955,35 KN·m/m

NOTE BOOK

Can Tunis 26-Abr-05

Obs: las leyes de esfuerzos corresponden al PK 707+880, el armado definido en el plano 2.9.3.49 (13/23) corresponde a la sección 707+880 (OK!)

III) CORTANTES:

- Cortante último con ramas Φ6

A_s = 24,545 cm²/m (como mínimo) d = 0,69m

A_d = 21,45 cm²/m/m

V_u = 752,74 kN/m

$V_{u,c}$ = 501,83 kN/m

- Cortante último con ramas Φ12

A_s = 24,545 cm²/m (como mínimo)

A_d = 12,064 cm²/m/m

V_u = 529,59 kN/m

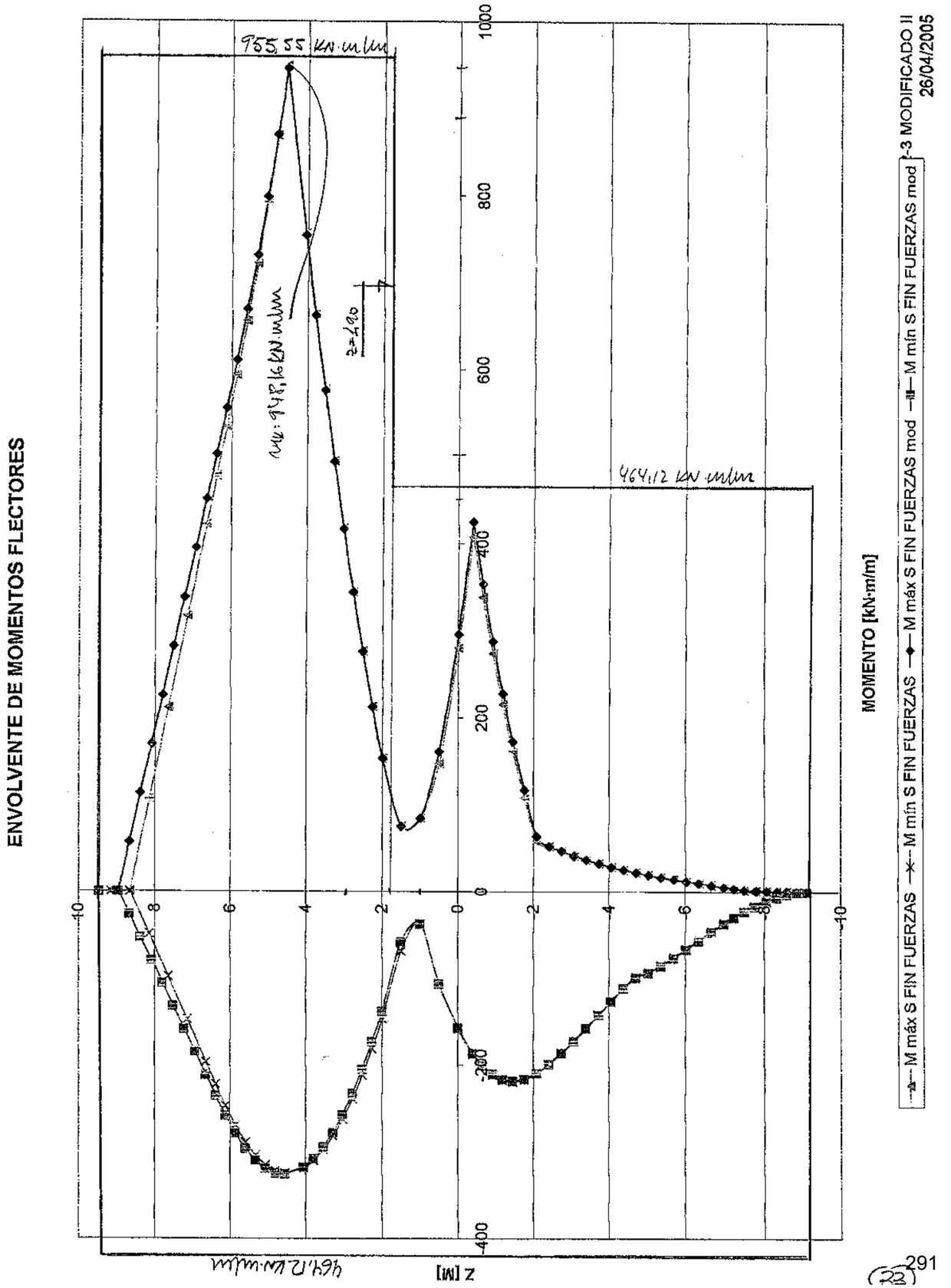
$V_{u,c}$ = 346,39 kN/m

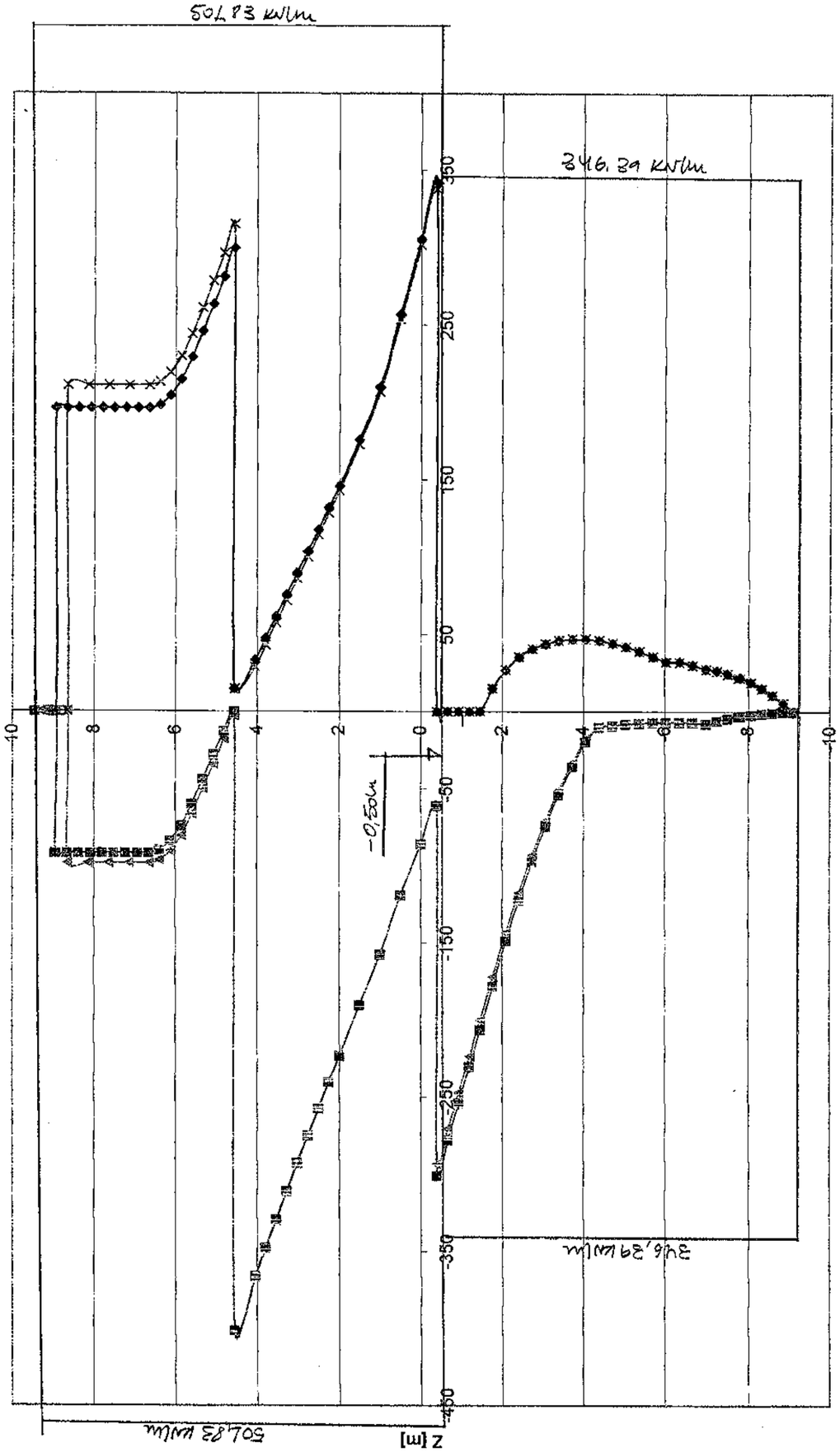
IIII) CARGAS EN LOS PUNTALES

Con la disposición original de puntales se habían almacenado para n_k = 720 kN/m

Con la nueva disposición de puntales se tiene n_k = 700 kN/m → (OK!) es más favorable

NOTE BOOK





Can Tunis

26-Abr-05

Tramo CRUCE PASO SUPERIOR

+ Tramo 1-2 ← (54) ← NO REQUIERE COMPROBACIÓN

+ Tramo 2-3

Margen izquierda → 707+860 ⇄ Comprobado
707+890

Margen derecho → 707+880 ← Comprobado

+ Tramo 3-4

Margen izquierda → 707+860 ⇄ Comprobado
707+880

Margen derecho → 707+880 ← Comprobado

Armadura mínima para absorber la última hoja del cortante

$V_{d\,max} = 1.50 \cdot 785\ kN/m = 1177.5\ kN/m$

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{1177.5\ kN/m}{434.8\ MPa} = 27.08\ cm^2$

Hay dos puentes, como mínimo $29.454\ cm^2/m$ ← (OK)

Ds En el tramo (3-4)

$V_d = 1.50 \cdot 700\ kN/m = 1050\ kN/m$

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{1.05\ MN/m}{434.8\ MPa} = 24.15\ cm^2/m$

Hay dos puentes, como mínimo $5\Phi 25 \rightarrow 24.545\ cm^2/m$ (OK)

Cercos de la viga de coronación 1 c Φ16 a 0.20

$A_s = 13.41\ cm^2$

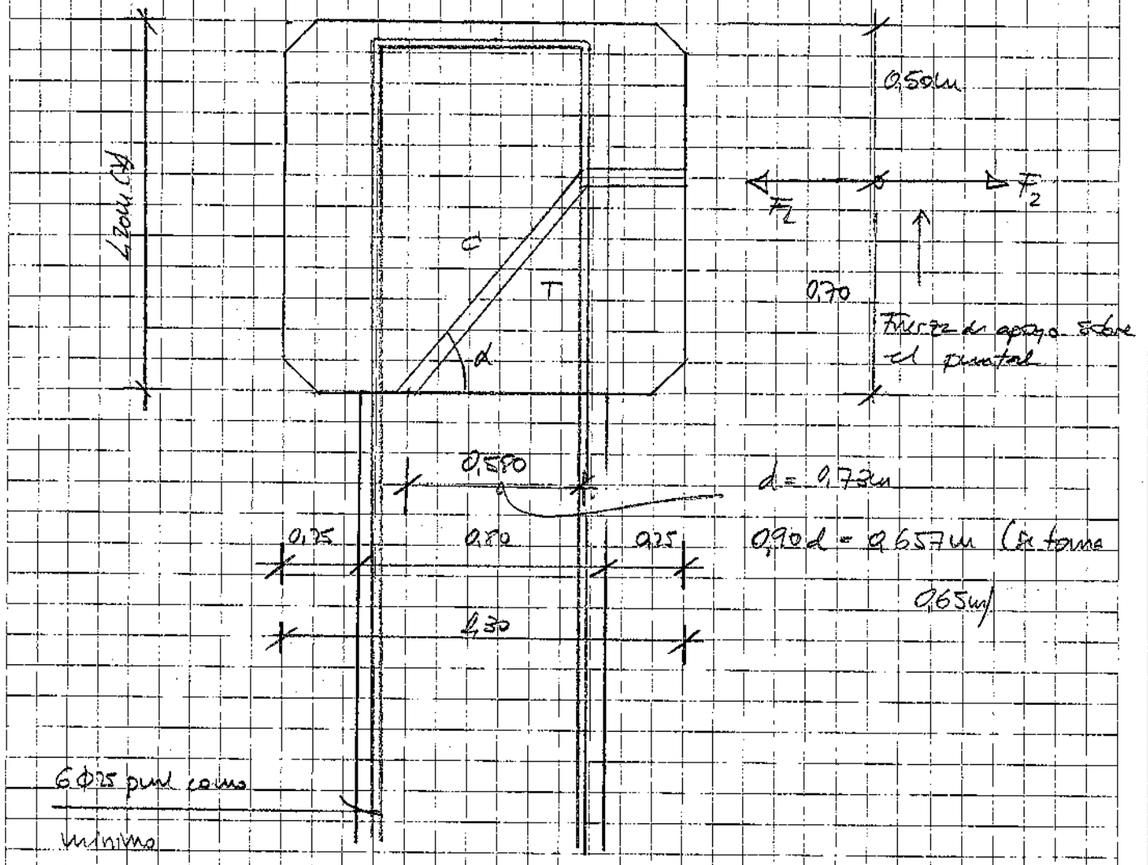
Reacción máxima a suspender (la carga)

$r_d = 1.50 \cdot 225\ kN/m = 337.5\ kN/m$

$A_s \geq \frac{r_d}{f_{yd}} = \frac{0.3375\ MN/m}{400\ MPa} = 8.4375\ cm^2/m$ (OK!)

NOTE BOOK

VIGA DE CORONACIÓN TRAMO DE CRUCE DEL PASO SUPERIOR



F_1: Apoyo en el puntal

F_2: Tiro del puntal

$F_1 = 785\ kN/m$

$F_2 = -225\ kN/m$

$\alpha = \arctg \frac{0.70}{0.65} = 47.12°$

Obs: Relación vuelo/canto = 1/2a

No funciona como ménsula corta (Está en el límite)

(*) Caso más desfavorable en el que más aumenta la altura del muro (Sólo tramo 2-3, en el tramo 3-4 la viga se hará en hormigón tal y como se había proyectado originalmente

NOTE BOOK

(Con la geometría tipo el funciona como mínima corta)

$R_d = 785\ kN/m \cdot 1,50 = 1177,5\ kN \approx 1178\ kN$

La viga de conexión funciona como tal (como viga) por lo que la carga llega repartida a la cabeza del muro

$r_d = 1178\ kN/m$

La relación luz/canto útil está en el límite de la mínima corta/viga → las dos secciones como mínima corta

$C_d \cos\alpha = r_d \rightarrow C = \frac{r_d}{\cos\alpha} = 1731,2\ kN/m$

$T_d = C \operatorname{sen}\alpha = 1268,6\ kN/m$

$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{1269\ kN/m}{434,8\ MPa} = 29,19\ cm^2/m$

Hay disponibles $29,454\ cm^2/m$ (OK!)

37

NOTE BOOK

Suplemento armaduras

Solapo de $\phi 25$ en pracón (I)

$l_b = 15 \cdot 2,5^2 = 93,75\ cm$

$l_c = \beta \cdot l_b = 2 \cdot 93,75 = 187,5\ cm \leftarrow$ se toman 2 cm de solapo por el $\phi 25$

NOTE BOOK

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL TRAMO DE CRUCE CON EL PUENTE DEL RAMAL DE LA RONDAL LITORAL. PK: 707+830,00 a 707+932.82

PANTALLAS Y MUROS

ADENDA -2-

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2112
Fecha 25/05/05
CAN TUNIS - 0 - CT - C - 08710

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 23 de mayo de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON EL PUENTE DEL RAMAL DE LA RONDA LITORAL.

PANTALLAS.
DESDE P.K: 707+830 HASTA P.K: 707+932.82

ADENDA -2-

1. ANTECEDENTES.

El tramo de cruce de la traza del Falso Túnel de Can Tunis con una estructura, entre los PK's 707+830 y 707+932.82, se resuelve a base de pantallas y muros recrecidos. Para limitar movimientos y reducir esfuerzos (se trata de una zona con cargas considerables por estar muy próxima a un terraplén y a una pila intermedia con cimentación profunda de dicha estructura) se dispone una fila de puntales definitivos por encima del gálibo estricto (la definición estructural del tramo puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo: "Tramo de Cruce con el Puente del Ramal de la Ronda Litoral. PK:707+830 a 707+932.82. Pantallas y Muros" de 28 de enero de 2005).

Los puntales se dispusieron de modo que quedase un gálibo libre mínimo de 6.0m sobre la rasante con la que se ha venido trabajando hasta la fecha, definida por una pendiente ascendente del 1.5% desde un vértice situado en el PK: 707+459.054.

Se realizó una primera modificación en la rasante de salida, con una pendiente del 1.7% desde el vértice situado en el PK 707+459.054. Para este cambio de rasante se realizó un recálculo completo, los resultados del cual pueden consultarse en el documento: "Nota de Cálculo del Tramo de Cruce con el Puente del Ramal de la Ronda Litoral. PK:707+830 a 707+932.82. Pantallas y Muros – Adenda 1-" de 28 de abril de 2005.

Se plantea la posibilidad de cambiar a una nueva rasante de salida para facilitar la conexión con las vías ya existentes al final de la obra. La nueva rasante, definida por una pendiente ascendente del 1.7716% desde el mismo vértice situado en el PK: 707+459.054, implica una cota de carril más somera que se traduce en un gálibo estricto menor de 6.00m bajo el puntal más restrictivo originalmente planteado para el tramo de cruce con el Paso Superior.

El tramo se dividió en tres subtramos para su diseño y ejecución:

- Tramo 1-2: Entre los PK 707+830 y 707+845
- Tramo 2-3: Entre los PK 707+845 y 707+880
- Tramo 3-4: Entre los PK 707+880 y 707+932.82

Con la disposición original de puntales definitivos y la nueva rasante no se cumplen las limitaciones de gálibo mínimo por lo que se debe variar la cota de éstos. Se procede a un recálculo completo del tramo en base al cual poder evaluar la influencia del cambio de cota de los puntales definitivos.

2. ESTADO ACTUAL.

En la fecha de emisión de este Informe el tramo objeto de estudio se encuentra en estado muy avanzado de ejecución. Se han ejecutado la práctica totalidad de los muros pantalla, se han ejecutado unos 34 m de muro recrecido en ambos márgenes de la traza (entre los PK: 707+830 y 707+864.7) y se han ferrallado y encofrado otros 16m de muro recrecido, aproximadamente, también en ambos márgenes de la traza (entre los PK: 707+864.7 y 707+880).

El cambio en la cota de puntales que debe realizarse para dejar espacio a la nueva rasante (respecto de la rasante original del 1.5%) depende del tramo que se considere:

i) En la sección inicial (PK: 707+830), el cambio en la cota del puntal debe ser de 0.319m.
ii) Al final del tramo 1-2 (PK: 707+845), el cambio de la cota de puntal debe ser de 0.435m.
iii) En la sección más limitante del tramo 2-3, la de máximo acercamiento al terraplén del ramal de la Ronda Litoral (PK: 707+860), el cambio de la cota de puntal debe ser de 0.55m.
iv) Al final del tramo 2-3 (PK: 707+880), el cambio de la cota de puntal debe ser de 0.70m.
v) Al final del tramo 3-4 (PK: 707+932.82), el cambio de cota de puntal debe ser de 1.212m

Para el dimensionamiento y verificación original del tramo se consideraron las siguientes secciones de cálculo:

a) Tramo 1-2: Envolvente de las secciones 707+830 y 707+845 (secciones inicial y final del tramo).
b) Tramo 2-3: Envolvente de las secciones 707+860 (sección de máximo acercamiento al terraplén, más limitante que la sección inicial del tramo en 707+845) y 707+880 (sección final del tramo).
c) Tramo 3-4: Sección 707+880 (Es la sección inicial del tramo y es, claramente, la más limitante)

Dado que en las secciones realmente restrictivas en el diseño original los cambios en la cota de los puntales son de, como máximo, 0.70m, cabe la posibilidad de

que el armado propuesto sea suficiente para soportar los incrementos de esfuerzos y que las verificaciones geotécnicas sigan cumpliéndose.

3. TRABAJOS REALIZADOS.

Se realiza un recálculo completo de las pantallas del Tramo de Cruce con el Paso Superior tras el cambio de cota de los puntales definitivos (los cálculos realizados pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria).

En el recálculo se ha tenido en cuenta el estado actual de construcción, de modo que sea aprovechable toda la obra ya ejecutada. En este sentido, se pretende aprovechar el trabajo realizado entre los PK: 707+830 y 707+880 (muros recrecidos y ferrallado y encofrado de muros).

En el primer cambio de rasante (Adenda 1) el cambio de cota en los puntales no era tan acusado y con una modificación en la geometría de la viga de coronación se absorbían gran parte de la diferencia de cota. Con la nueva rasante el cambio de geometría de la viga debe ser muy acusado y se opta por modificar la geometría de los muros, que en el tramo ya ejecutado y en el tramo ferrallado deberán recrecerse.

Las nuevas condiciones en las que se comprueba el tramo son:

- Espacio suficiente para poder cambiar la pendiente de salida y subir la inclinación hasta un 1.7716%. Esta condición implica la necesidad de cambio de la cota de los puntales definitivos.
- Se mantiene también la posibilidad de salida con la rasante con la que se calculó originalmente el tramo. Esta condición implica que no deben cambiarse las cotas de máxima excavación ni la posición de la solera.

El resto de condicionantes sobre el dimensionamiento del tramo (características del terreno, presiones de aguas, procedimiento constructivo, etc) se mantienen como en el diseño original.

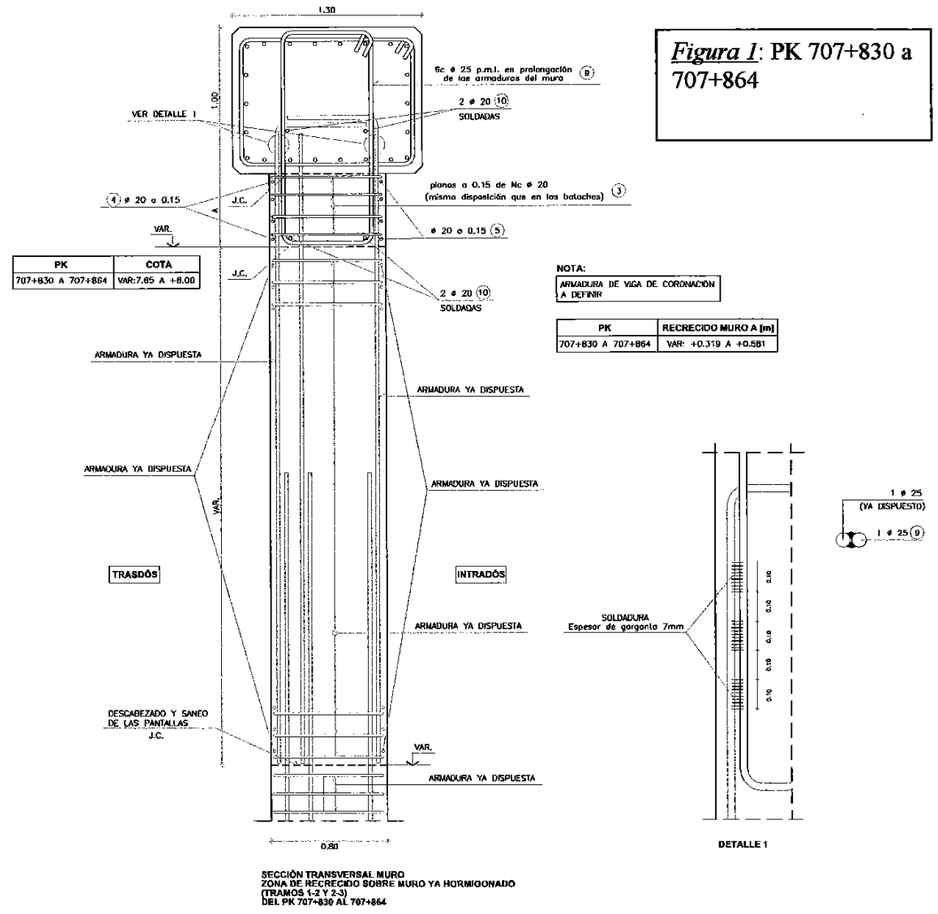
4. RESULTADOS MÁS IMPORTANTES Y PROPUESTAS.

Tras el recálculo completo del tramo se concluye que el cambio en la cota de los puntales tiene una influencia mínima en los esfuerzos que solicitan las pantallas y que las comprobaciones geotécnicas continúan siendo favorables. Si bien el cambio de la cota de los puntales supone un incremento de luces, el empotramiento que supone la acción conjunta de puntal definitivo y puntal provisional, en la fase en que se excava hasta la cota de máxima excavación, es más efectivo, y las cargas en los puntales son algo menores, compensándose el efecto del incremento de luz. Debe tenerse en cuenta, además, que el incremento de luz se produce en un tramo en el que no hay acciones directas de empujes de tierras o presiones de agua sobre las pantallas.

El armado definido originalmente en todos y cada uno de los tramos es válido para las nuevas cotas de puntales definitivos, con las correspondientes adaptaciones geométricas (los cambios en las leyes de esfuerzos sobre las pantallas son mínimos, tal y como se muestra en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria).

En el tramo entre los PK: 707+830 y 707+864.7, en el que ya se ha hormigonado el muro recrecido, toda la diferencia de cota de los puntales se absorberá con un recrecido del muro. Dado que no puede modificarse la armadura del muro ya hormigonado y que las esperas son sólo de 0.90m, insuficientes para el solapo de los ϕ25, se deberán empalmar las barras por métodos diferentes.

Una posible solución en el empalme de barras mediante soldadura, realizándose las comprobaciones y respetando los procedimientos descritos en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE.



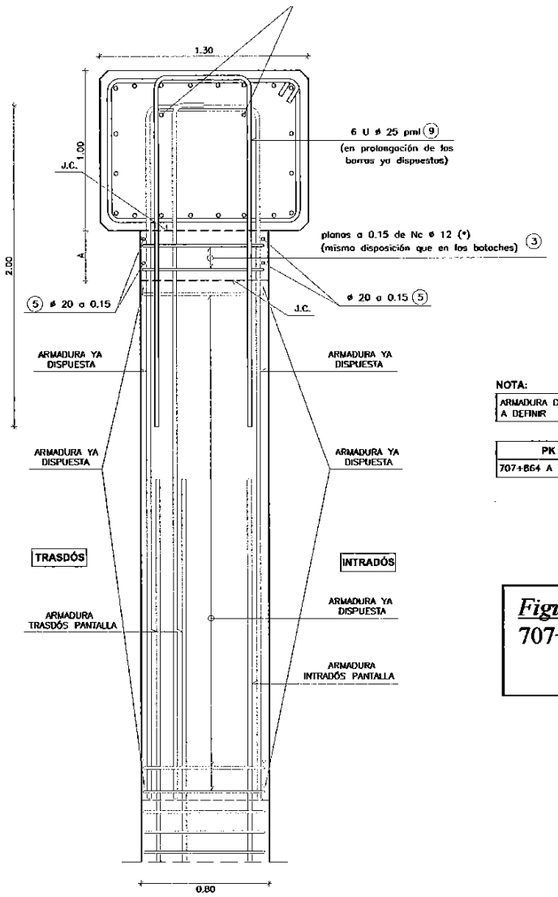
SECCIÓN TRANSVERSAL MURO
ZONA DE RECRECIDO SOBRE MURO YA HORMIGONADO
(TRAMOS 1-2 Y 2-3)
DEL PK 707+830 AL 707+864

Figura 1: PK 707+830 a 707+864

En la figura 1 se adjunta una propuesta de recrecido a base de cercos ϕ25 (posición 9), solapados por soldadura según las recomendaciones recogidas en el libro Hormigón Armado, de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré. En el tramo de muro recrecido se dispondrán las correspondientes barras longitudinales (posiciones 4 y 5) y cercos (posición 3). Para facilitar la transmisión de cargas entre las barras que se pretende solapar se añadirán los 4 ϕ25 (posición 10), soldados de forma discreta a las barras verticales del muro.

En el tramo entre los PK: 707+864.7 y 707+880, en el que se ha ferrallado y encofrado el muro recrecido, se respeta la armadura ya montada y se absorbe la diferencia de cota de los puntales con un recrecido del muro. En este caso, al no estar hormigonado el muro, se pueden añadir tantas barras nuevas como sea necesario.

Para el recrecido del muro se propone suplementar la armadura con unas Us invertidas (posición 9) y las correspondientes barras longitudinales (posición 5) y cercos (posición 3), según el croquis adjunto en la figura 2.



SECCIÓN TRANSVERSAL MURO
ZONA DE RECRECIDO SOBRE ARMADURA YA MONTADA
(TRAMO 2-3)
DEL PK 707+864 AL PK 707+880

NOTA:

ARMADURA DE VIGA DE CORONACIÓN A DEFINIR

PK	RECRECIDO MURO A [m]
707+864 A 707+880	VAR: +0.581 A +0.704

Figura 2: PK 707+864 a 707+880

El tramo entre los PK 707+880 y 707+932.82 se realizará con la nueva geometría sin que sea necesario adaptar ni aprovechar nada que se haya ejecutado con anterioridad.

NOTA DE CÁLCULO

CRUCE PASO SUPERIOR

2ª modificación por cambio de peralte.

Peralte de calculo p= 1,776 % sube el vértice en 707+459,054 (CV= -4,458m)

Tramo: 707+830 a 707+932,82

		Δ Pk	Δ z	z canal
Cotas canal:	707+830	370,946	6,572	2,119
	707+845	385,946	6,837	2,384
	707+860	400,946	7,103	2,650
	707+880	420,946	7,457	3,004
	707+932,82	473,766	8,398	3,940

Cota puntales definitivos: (el eje del puntal cota a 6,75m del carril)

Sección:	z puntal	z puntal [m.]
	707+830	8,369
	707+845	8,634
	707+850	8,900
	707+880	9,254
	707+932,82	10,190

NOTE BOOK

Tramo: Cruce Pilo Superior

Tramo 1-2

Margen izqdo y margen derecho: 707+830 → CRUCE1Q2.RIO

707+845 → Comprobado (OK!)

CRUCE2Q2.RIO

Tramo 2-3

CRUCE7Q2.RIO

Margen izqdo 707+860 → Comprobado (OK!)

707+880 → CRUCE6Q2.RIO → CRUCE5Q2.RIO

Margen derecho: 707+860 → Comprobado (OK!)

707+880 → CRUCE9Q2.RIO

Tramo 3-4

CRUCE8Q2.RIO

Margen izquierdo 707+880 ← Comprobado (OK!)

Margen derecho 707+880 ← Comprobado (OK!)

CRUCE9Q2.RIO

NOTE BOOK

CRUCE PUENTE:

PANTALLAS DEL MARGEN IZQUIERDO

TRAMO 1-2

SECCION INICIAL: 707+830

Cota original del puntal definitivo z = 8,150m

Cota modificada del puntal definitivo z = 8,369m

→ Δ = 0,219 m.

Se realiza un recalculo completo.

Archivo original CRUCE1M2.RIO

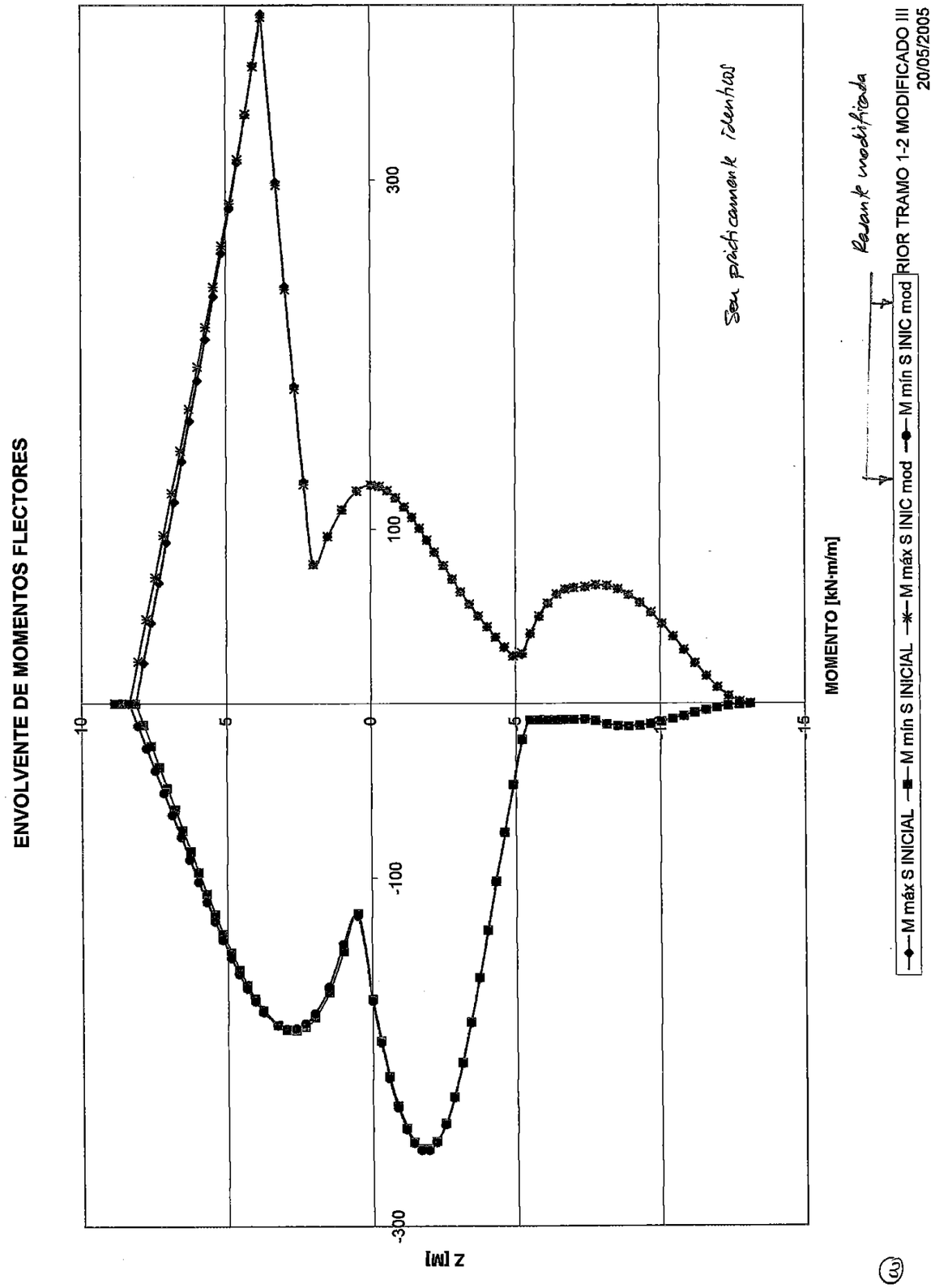
Archivo Rido con cotas de los puntales modificadas: CRUCE1Q2.RIO

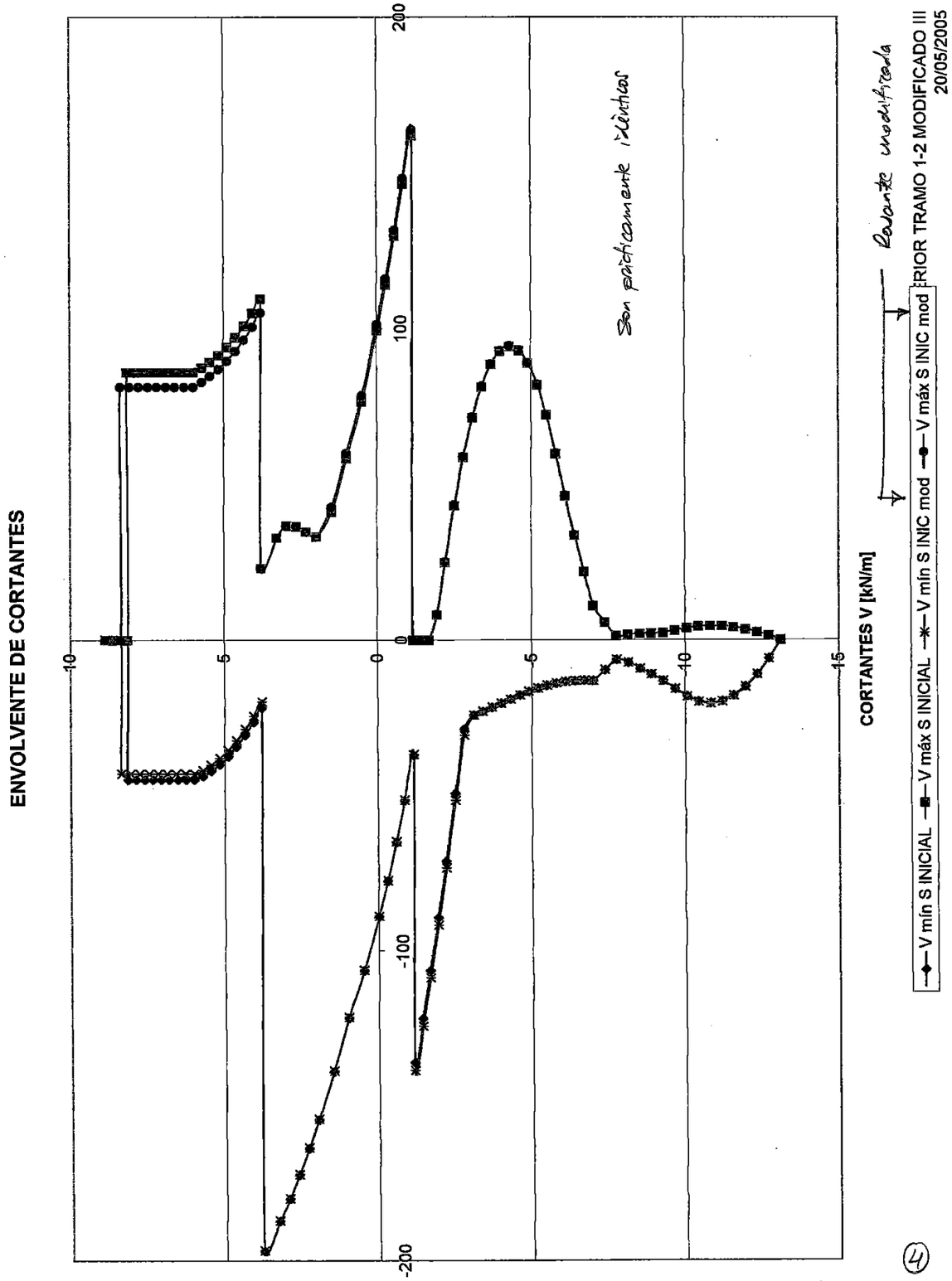
Cota coronación muro: z = 8,869 m

Cota puntal definitivo: z = 8,369m

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE1Q2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 1-2 SECCION INICIAL 707+830
* EXCAVACION CON PUNTALES PROVISIONALES
* CAMBIO EN LA COTA DE PUNTALES DEFINITIVOS POR MODIFICACION DE
* RASANTE (RASANTE1.7716)
8.87
-13.1 0.8^3*2.726E6/12
6.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
SUB(1,1) 6.0 0.0 35.0 1.0
CAL                                                    Ep = 16.6 % Epmáx
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA                   δ = 0,372mm
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -13.1 12.0
WAT(2) -2.2 0.0
WAT(2) -13.1 11.0
CAL                                                    Ep = 17,8 % Epmáx
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA               δ = 0,223mm
EXC(2) 3.3
CAL                                                    Ep = 21,8 % Epmáx
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES        δ = 6,025mm
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 8.37 1.0 0.0 0.0 45500.0   <- cambio cota puntales.
STR 3.80 1.0 0.0 0.0 45500.0
EXC(2) -2.20
CAL                                                    Ep = 55,0 % Epmáx
* ETAPA 4: EJECUCION DE LA LOSA DE FONDO               δ = 5,895mm
* Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -1.15 1.0 0.0 0.0 250000
STR(0,2)                                               Ep = 52,1 % Epmáx
CAL                                                    δ = 6,905mm
* ETAPA 5: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -13.1 13.5
WAT(2,1) -1.15 0.0 1.5
WAT(2) -13.1 13.5                                      Ep = 46,7 % Epmáx
CAL                                                    δ = 7,110mm
END
STA
EVP
STOP
```



Can Tunis 20-mayo-05

CRUCE PUENTE

PANTALLAS MARGEN IZQUIERDO

TRAMO 1-2

SECCIÓN FINAL 70.7+845

Cota original puntal definitivo: z = 8,80m

Cota modificada ud puntal definitivo z = 8.635m } Δ = 0.335m

Se realiza un recálculo completo

Archivo original CRUCE 2 H2 R10

Archivo R10 con cotas de los puntales modificados CRUCE 202.R10

Cota coronación muro z = 9,135m

Cota puntal definitivo z = 8.635m

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE2Q2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* CRUCE CON EL PASO SUPERIOR TRAMO 1-2
* TRAMO 1-2 SECCION FINAL 707+850
* CAMBIO EN LA COTA DE PUNTALES DEFINITIVOS POR MODIFICACION DE
* RASANTE (RASANTE 1.7716)
9.135
-12.90 0.8^3*2.726E6/12
6.10
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
SUB(1) 5.0 0.0 6.0 1.0
SUB(1,1) 5.0 6.0 8.0 7.0
SUB(1,1) 5.0 8.0 10.0 9.0
SUB(1,1) 5.0 10.0 12.0 11.0
SUB(1,1) 5.0 12.0 14.0 13.0
SUB(1,1) 5.0 14.0 16.0 15.0
SUB(1,1) 5.0 16.0 18.0 17.0
SUB(1,1) 5.0 18.0 20.0 19.0
SUB(1,1) 5.0 20.0 22.0 21.0
SUB(1,1) 5.0 22.0 24.0 23.0
SUB(1,1) 5.0 24.0 35.0 24.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -12.90 12.0
WAT(2) -2.05 0.0
WAT(2) -12.90 11.0
CAL
* ETAPA 2: PRIMERA EXACACION INTERMEDIA
EXC(2) 3.525
CAL
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 8.635 1.0 0.0 0.0 45500.0
STR 4.025 1.0 0.0 0.0 45500.0
EXC(2) -1.975
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION DE LA LOSA Y RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES
STR -0.915 1.0 0.0 0.0 250000.0
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 4: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -12.90 13.5
WAT(2,1) -0.915 0.0 1.5
WAT(2) -12.90 13.5
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

Ep = 29,4 % Epmáx
δmáx = 1,121mm

Ep = 22,8 % Epmáx
δmáx = 1,354mm

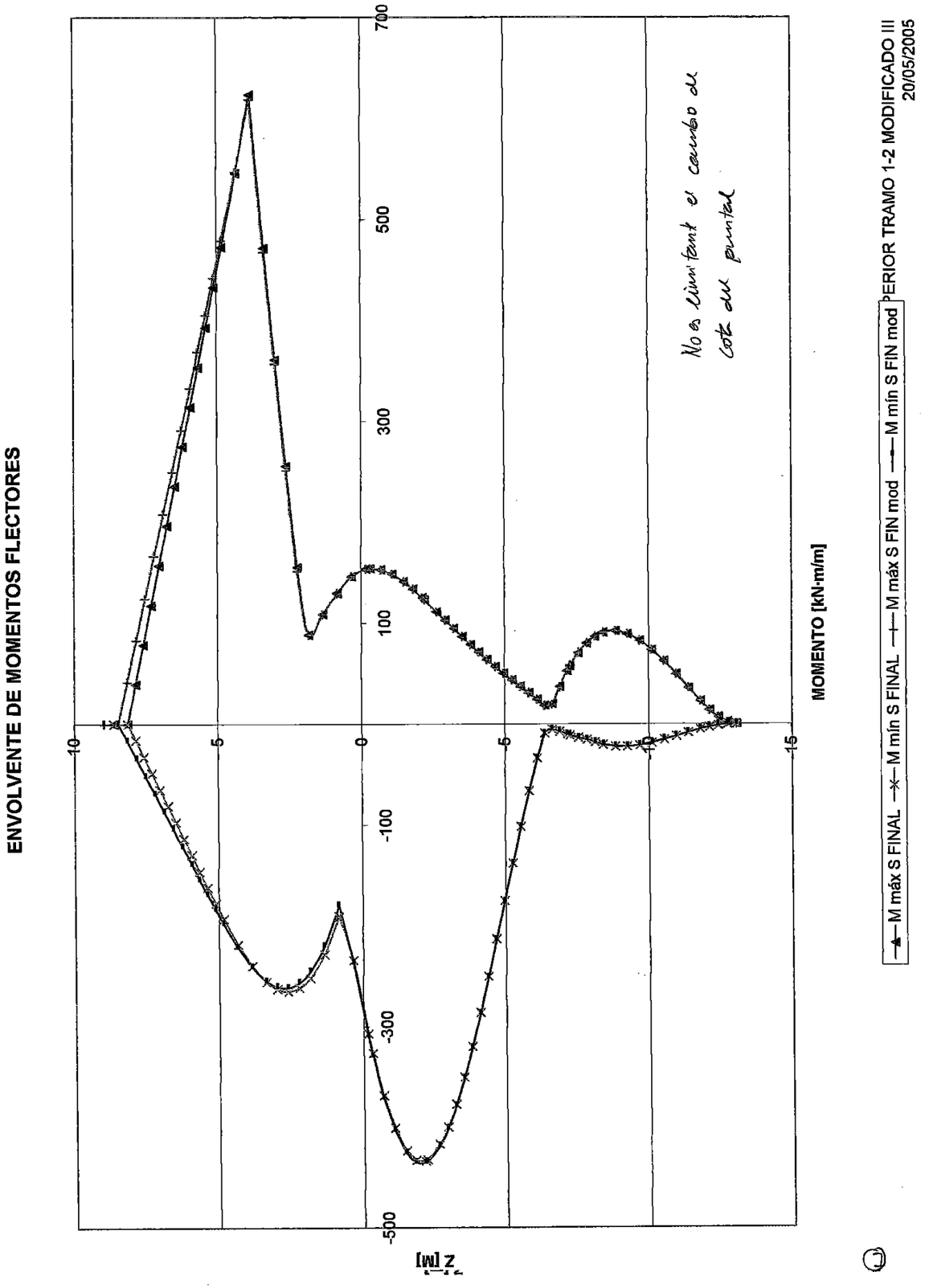
Ep = 26,6 % Epmáx
δmáx = 1,946mm

← Cambio cota puntales

Ep = 68,5 % Epmáx
δmáx = 9,67mm

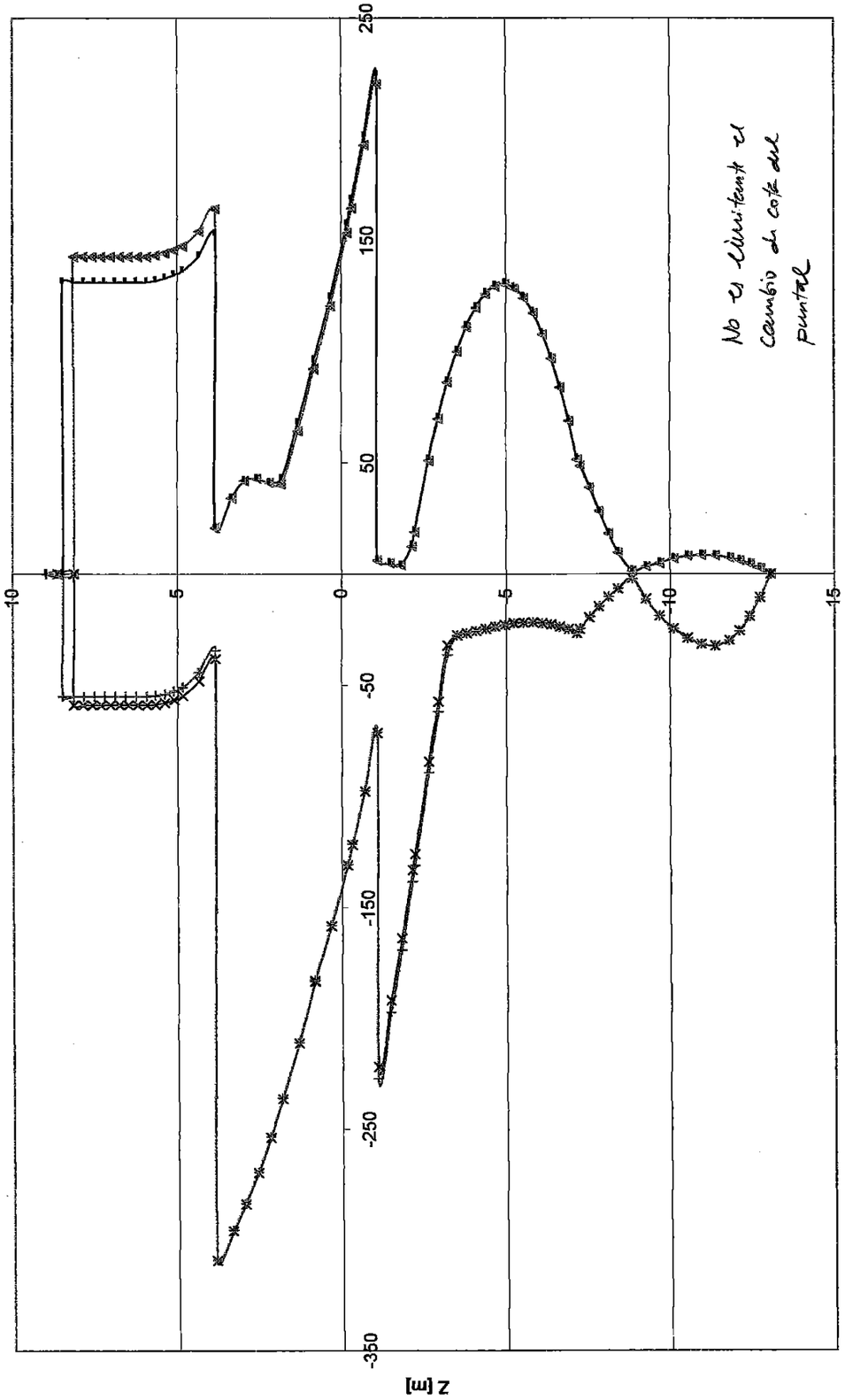
Ep = 64,2 % Epmáx
δmáx = 10,70 mm

Ep = 59,1 % Epmáx
δmáx = 10,896mm



PERIOR TRAMO 1-2 MODIFICADO III
20/05/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES



PERIOR TRAMO 1-2 MODIFICADO III
20/05/2005

(9)

Car Tunnel 20-mayo-05

VERIFICACIÓN:

I) FLEXIÓN:

Ia) INTRADÓS

- Momento último con 6Ø25 punt

A_s = 29,454 cm²/m (h=080m; s=011m)

M_{Rd} = 825,77 KN·m/m

$M_{máx}$ = 550,51 KN·m/m ← Momento admisible

Ib) TRASDÓS:

- Momento último con 6Ø25

$M_{máx}$ = 552,51 KN·m/m

- Momento último con 6Ø25 + 2Ø25 punt

A_s = 39,272 cm²/m

M_{Rd} = 1007,00 KN·m/m

$M_{máx}$ = 671,33 KN·m/m

II) CORTANTES

- Cortante último con 2 ramas Ø10 en 5,0m cada 0,15m

A_x = 12,054 cm²/m/m
A_s = 29,454 cm²/m
→ V_{Rd} = 533,37 KN/m

$V_{máx}$ = 355,58 KN/m

III) PUNZONAMIENTO

está dimensionado para 475 KN/m

con las mismas cotas de puntales n_k = 461,5 KN/m

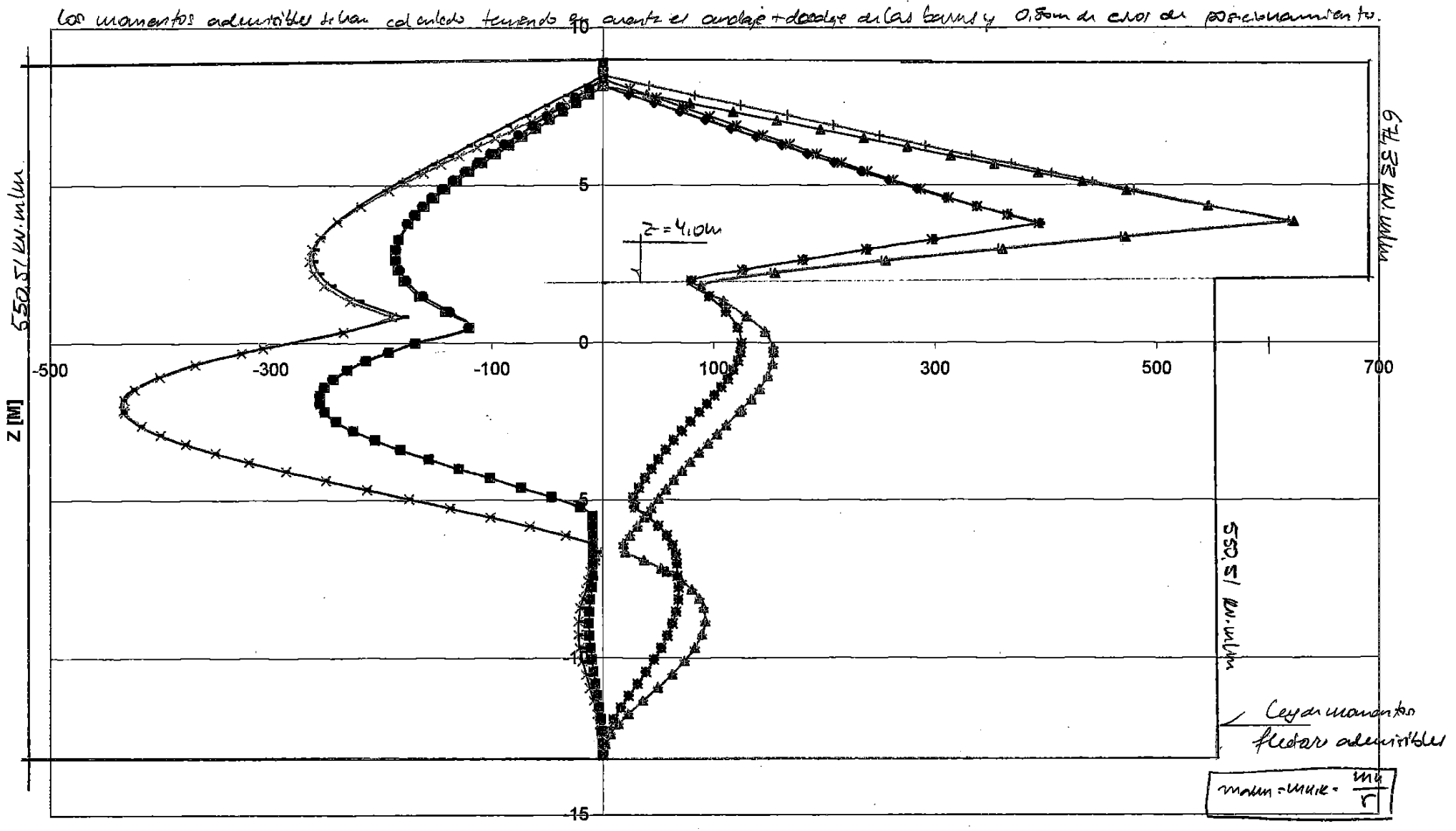
→ Queda cubierto.

(9)

NOTE BOOK

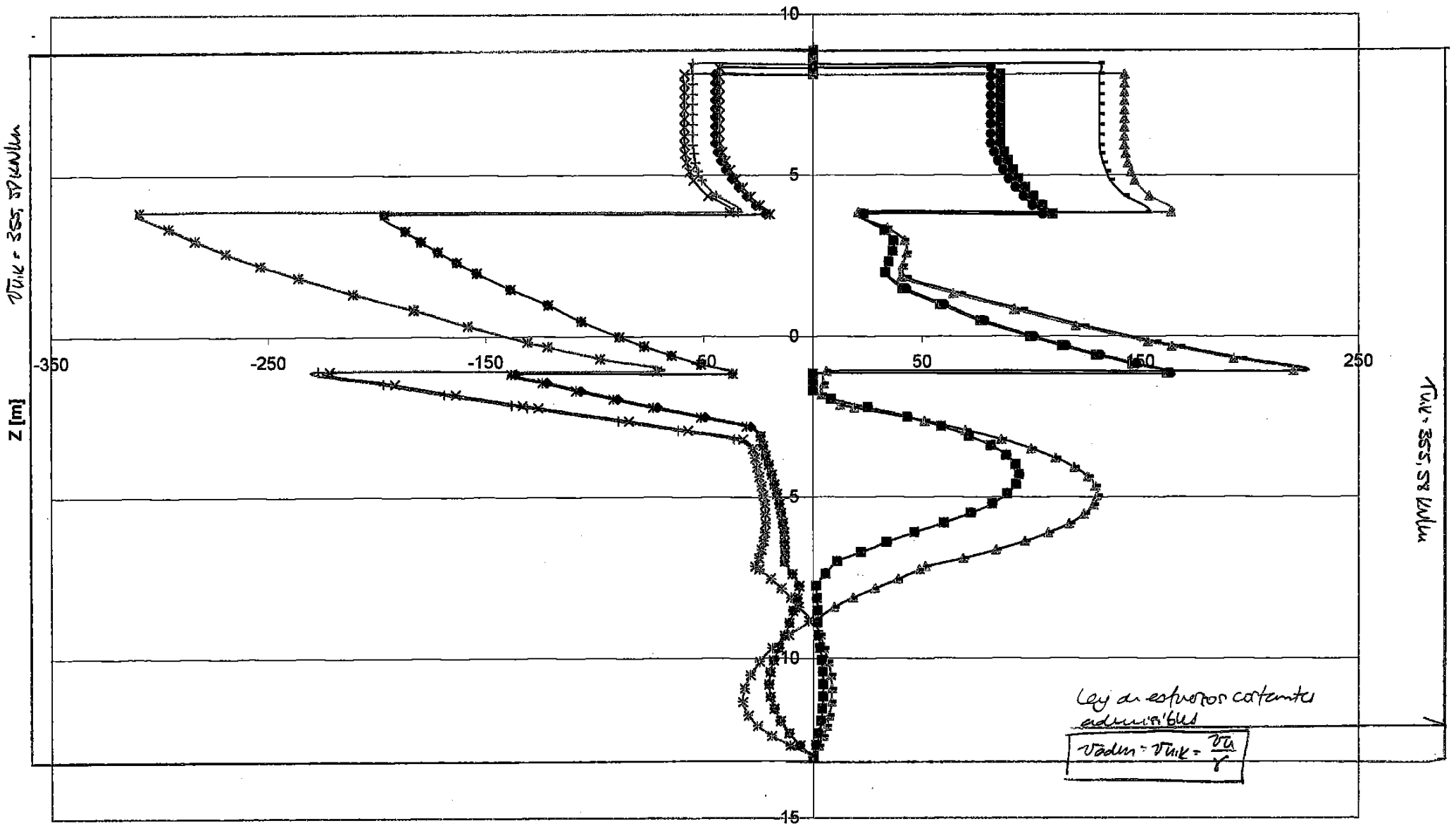
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

Los momentos admisibles deben calcularse teniendo en cuenta el anclaje + doblaje de las barras y 0,50m de error de posicionamiento.



CADO III
20/05/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES



FICADO III
20/05/2005

CRUCE PUENTE

PANTALLA DEL MARGEN IZQUIERDO.

TRAMO 2-3

SECCIÓN DE MÁXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLEN 707+860

Cota original cut puntal definitivo: z = 8,45m
Cota modificada cut puntal definitivo z = 8,90m
Δ = 0,45m
aumento considerable

Si realiza un recálculo completo

Archivo original CRUCE 7M2.RID

Archivo .RID con cotas de puntales modificadas CRUCE7Q2.RID

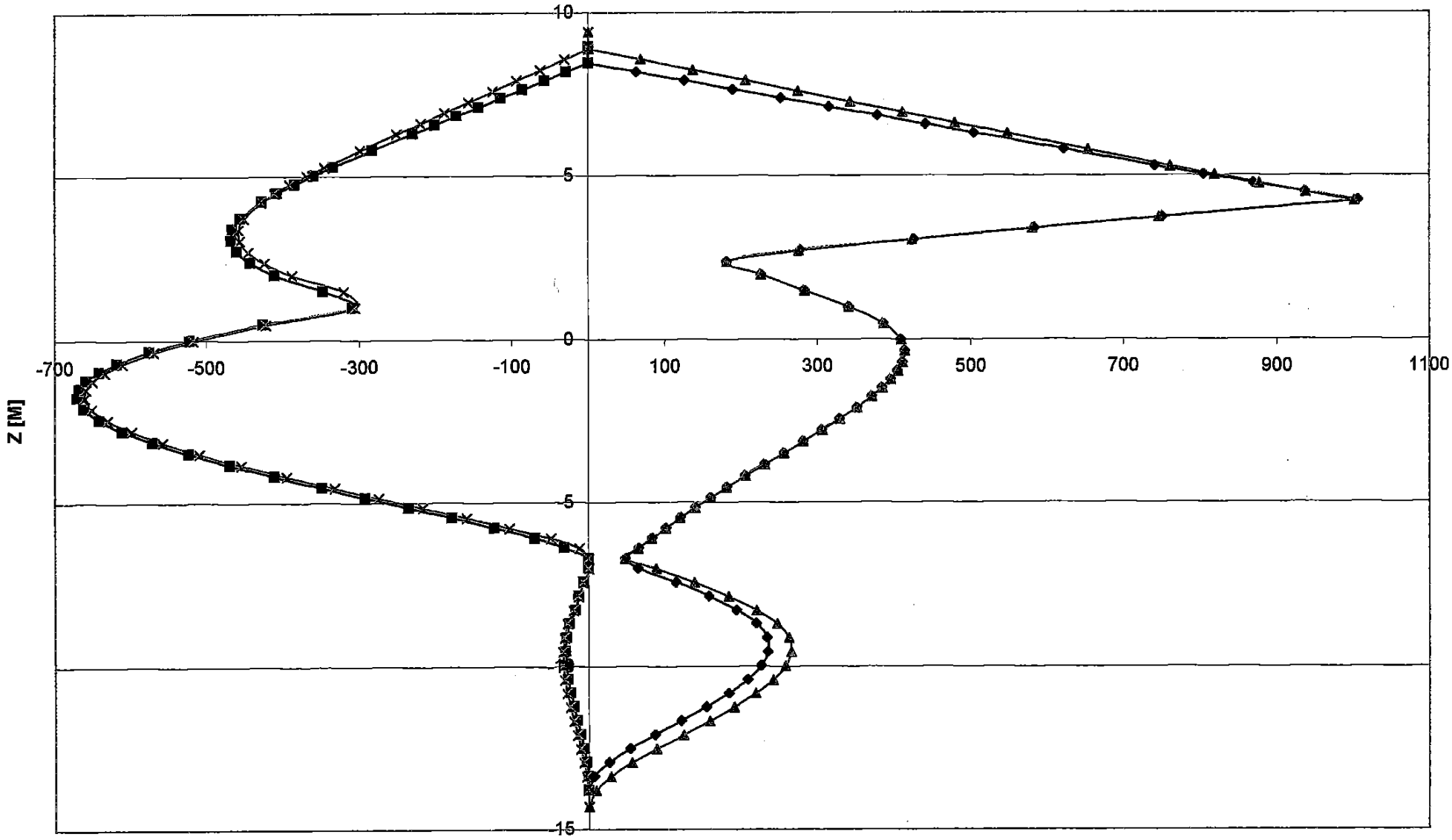
Cota coronación muro: 9,40m

Cota puntal definitivo: 8,90m

NOTE BOOK

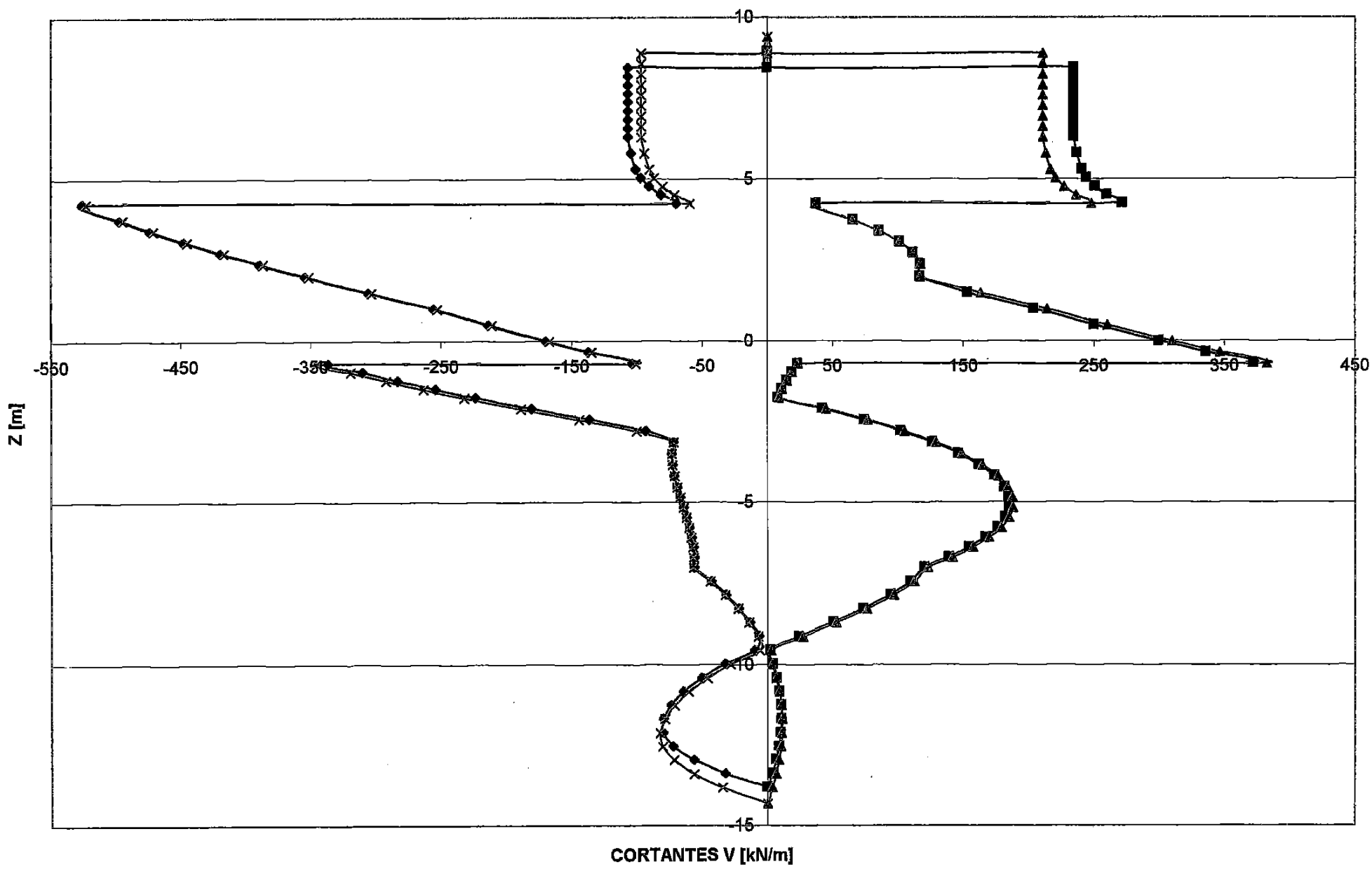
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE7Q2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 2-3 SECCION 707+860 (MAXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLEN)
* CAMBIO EN LA COTA DE PUNTALES DEFINITIVOS POR MODIFICACION DE
* RASANTE (RASANTE 1.7716)
9.40
-14.3 0.8^3*2.726E6/12
6.3
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
SUB(1,1) 6.3 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 5.3 3.0 9.5 29.0
SUB(1,1) 5.3 9.5 35.0 24.0
CAL ——————————————————————— Ep= 24,1 % Epmáx
                                 δmáx = 3,73mm
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -13.8 12.5
WAT(2) -1.75 0.0
WAT(2) -13.8 12.0
CAL ——————————————————————— Ep = 24,0 % Epmáx
                                 δmáx = 3,09mm
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA
EXC(2) 3.75
CAL ——————————————————————— Ep = 21,5 % Epmáx
                                 δmáx = 24,72mm
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 8.90 1.0 0.0 0.0 22760.0 ← cambio cota puntales.
STR 4.25 1.0 0.0 0.0 22760.0
EXC(2) -1.75
CAL ——————————————————————— Ep = 68,9 % Epmáx
                                 δmáx = 23,66mm
* ETAPA 4: EJECUCION LOSA DE FONDO Y RETIRADA PUNTAL PROVISIONAL
STR -0.70 1.0 0.0 0.0 124500.0
STR(0,2)
CAL ——————————————————————— Ep = 63,7 % Epmáx
                                 δmáx = 25,66mm
* ETAPA 5: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -13.8 14.0
WAT(2,1) -0.7 0.0 1.0
WAT(2) -13.8 14.0
CAL ——————————————————————— Ep = 60,2 Epmáx
                                 δmáx = 25,79mm
END
STA
EVP
STOP
```

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



(13) RIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO III
19/05/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES



(14) ERIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO III
19/05/2005

Can Tunis 19-mayo-05

CRUCE PUENTE:

PANTALLAS DEL MARGEN IZQUIERDO

TRAMO 2-3

SECCIÓN FINAL 707+880

Cota original del puntal definitivo = 8.65m
Cota modificada del puntal definitivo = 9.25m } Δ = 0.60m
aumento considerable

Se realiza un recálculo completo

Archivo original CRUCE6M2.RD

Archivo de Rib con cotas de puntales modificadas

CRUCE6B2.RD

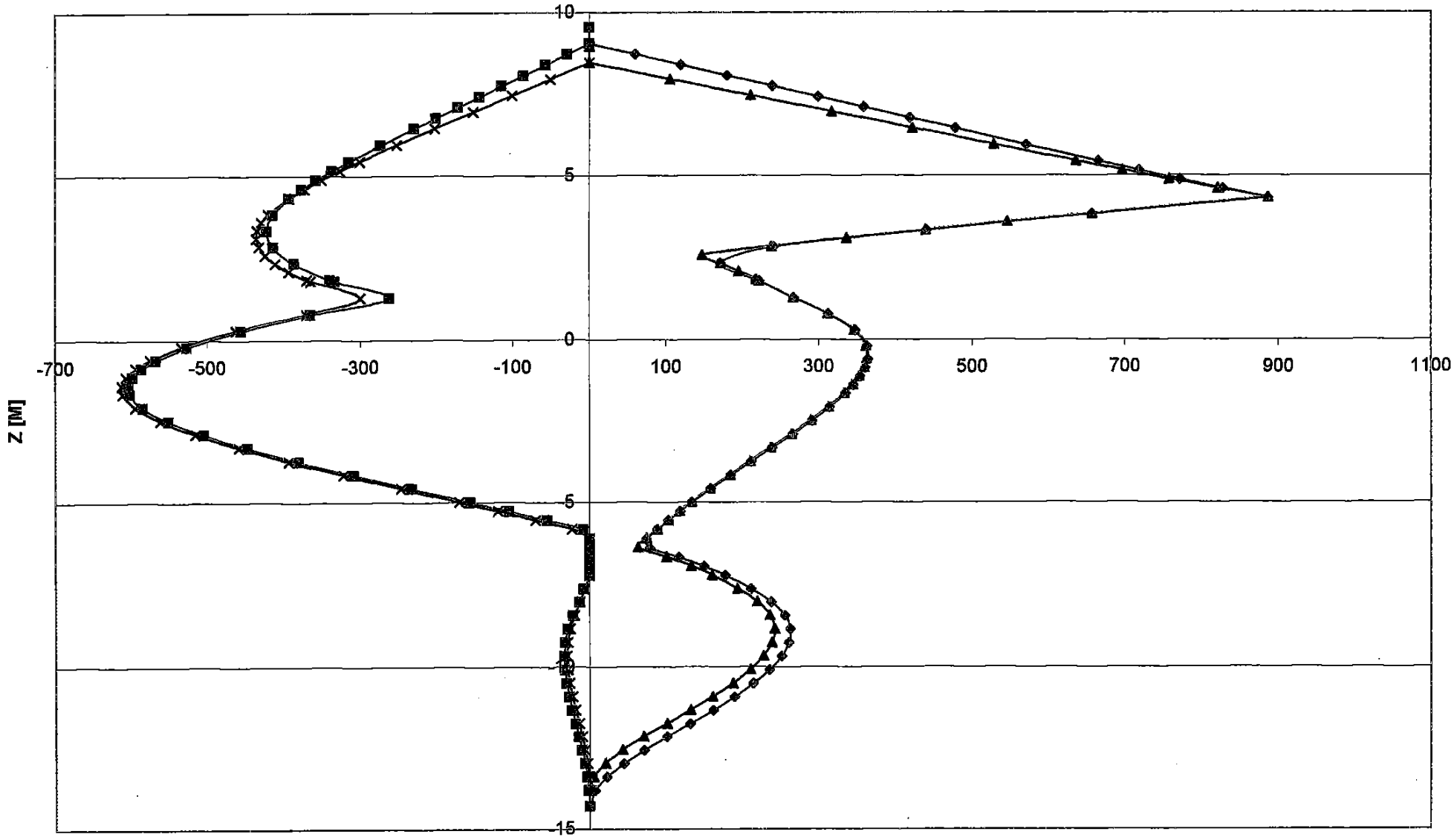
Cota coronación muro 9.75m

Cota puntal definitivo: 9.25m

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE6M2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 2-3 SECCION 707+880 (MAXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLEN)
* CAMBIO EN LA COTA DE PUNTALES DEFINITIVOS POR MODIFICACION DE
* RASANTE (RASANTE 1.7716)
9.75
-14.1 0.8^3*2.726E6/12
6.65
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
SUB(1,1) 6.65 0.0 4.0 1.0
SUB(1,1) 5.65 4.0 10.5 28.3
SUB(1,1) 5.65 10.5 35.0 23.3
CAL                                                    Ep= 23,3% Ep max
                                                       δmáx= 7,506 mm
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -13.6 12.5
WAT(2) -1.45 0.0
WAT(2) -13.6 12.0
CAL                                                    Ep = 23,3 % Epmáx
                                                       δmáx 2,52mm
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA
EXC(2) 4.05
CAL                                                    Ep = 30,3 % Epmáx
                                                       δ = 22,36mm
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 9.25 1.0 0.0 0.0 22760.0   <-- cambió cota puntales.
STR 4.55 1.0 0.0 0.0 22760.0
EXC(2) -1.45                                           Ep = 66,6 % Epmáx
CAL                                                    δmáx = 21.43mm
* ETAPA 4: EJECUCION LOSA DE FONDO Y RETIRADA PUNTAL PROVISIONAL
STR -0.40 1.0 0.0 0.0 124500.0
STR(0,2)
CAL                                                    Ep = 62,0 % Epmáx
                                                       δmáx = 23,23mm
* ETAPA 5: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -13.6 14.0
WAT(2,1) -0.4 0.0 1.0
WAT(2) -13.6 14.0
CAL                                                    Ep = 58,7 % Epmáx
                                                       δmáx = 23,35mm
END
STA
EVP
STOP
```

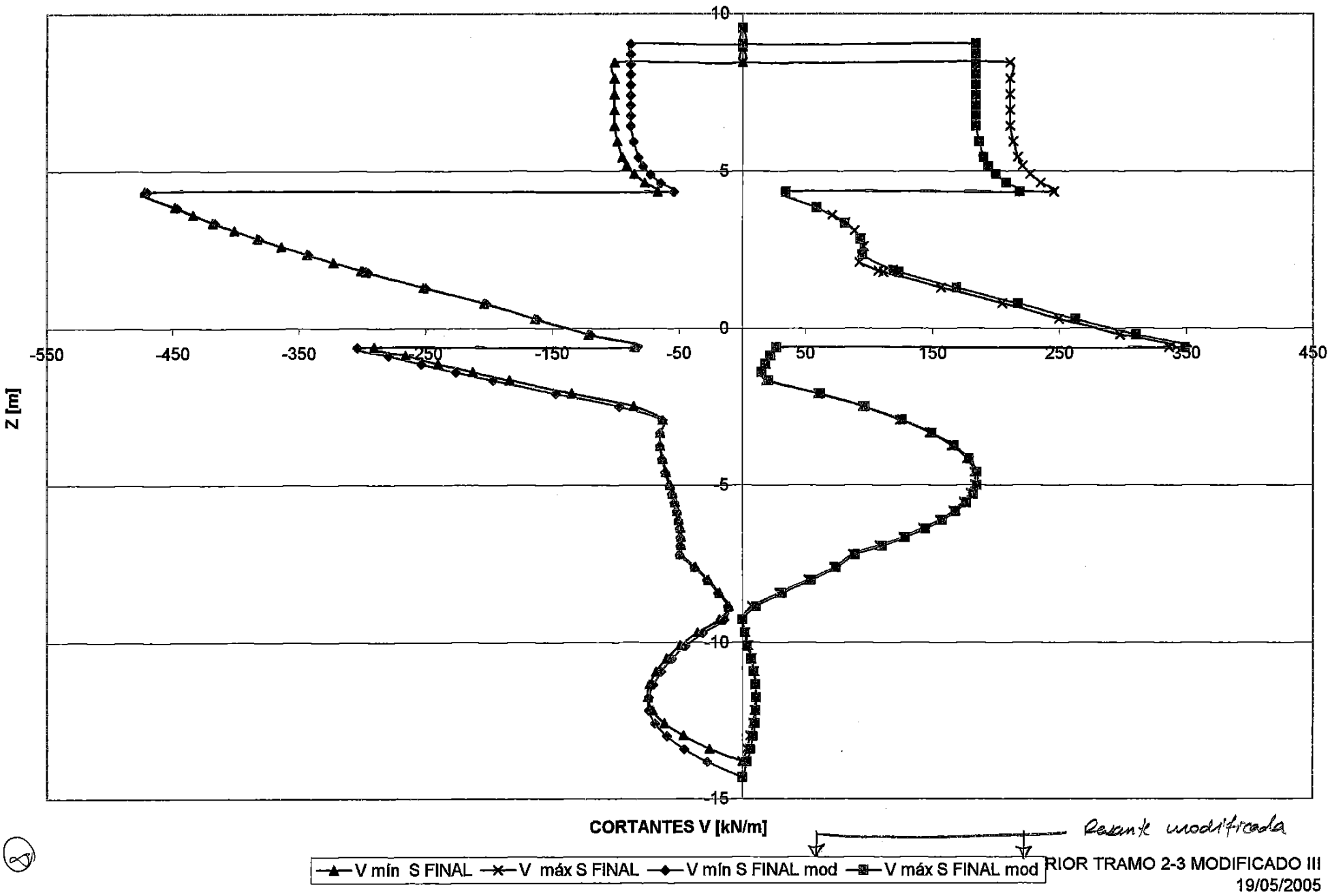
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



Revante modificada.

RIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO III
19/05/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES



Revante modificada

RIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO III
19/05/2005

VERIFICACIÓN:

I) FLEXIÓN:

Ia) INTRADÓS:

- Momento último con 6Φ25 pral de batada

A_s = 29,454 cm²/m (r=0,11m) (h=0,80m)

m_u = 825,77 KN·m/m

$m_{u,K}$ = 550,51 KN·m/m

- Momento último con 6Φ25+3Φ12 pral de batada

A_s = 44,181 cm²/m

m_u = 1148,4 KN·m/m

$m_{u,K}$ = 765,6 KN·m/m

Obs: Hay que trasladar las cotas del plano 2.9-3.49 (correspondiente al PK 707+845) al PK: 707+860 que es el que se usa de referencia para las leyes de esfuerzos representadas.

Ib) TRASDÓS:

- Momento último con 6Φ25 pral

$m_{u,K}$ = 550,51 KN·m/m

- Momento último con 6Φ25 + 5Φ32 pral de batada

A_s = 69,664 cm²/m (h=0,80; r=0,15m)

m_u = 1645,85 KN·m/m

$m_{u,K}$ = 1096,7 KN·m/m

II) CORTANTE:

- Cortante último con 8 ramas Φ12

A_s = 29,454 cm²/m/l

A_d = 12,064 cm²/m/m (← 8 ramas Φ12 a 0,15 en batada de 5,0m)

h = 0,80 (r=0,11)

V_{u2} = 533,4 KN/m ; $V_{u,K}$ = 355,6 KN/m

- Cortante último con 8 ramas Φ20

A_s = 29,454 cm²/m ← del lado seguro.

A_d = 33,51 cm²/m/m (← 8 ramas Φ20 a 0,15 en batada de 5,0m)

h = 0,80m (r=0,11m)

V_{u2} = 1066,09 KN/m; $V_{u,K}$ = 711,27 KN/m

III) CARGAS EN LOS DENTALES:

Si habría dimensionado para m_K = 800 KN/m

Tras el cambio de cota de los puntales se tiene m_K = 771,12 KN/m

Queda cubierto.

Obs: Ha aumentado el brazo mecánico entre puntales → disminuyen las cargas

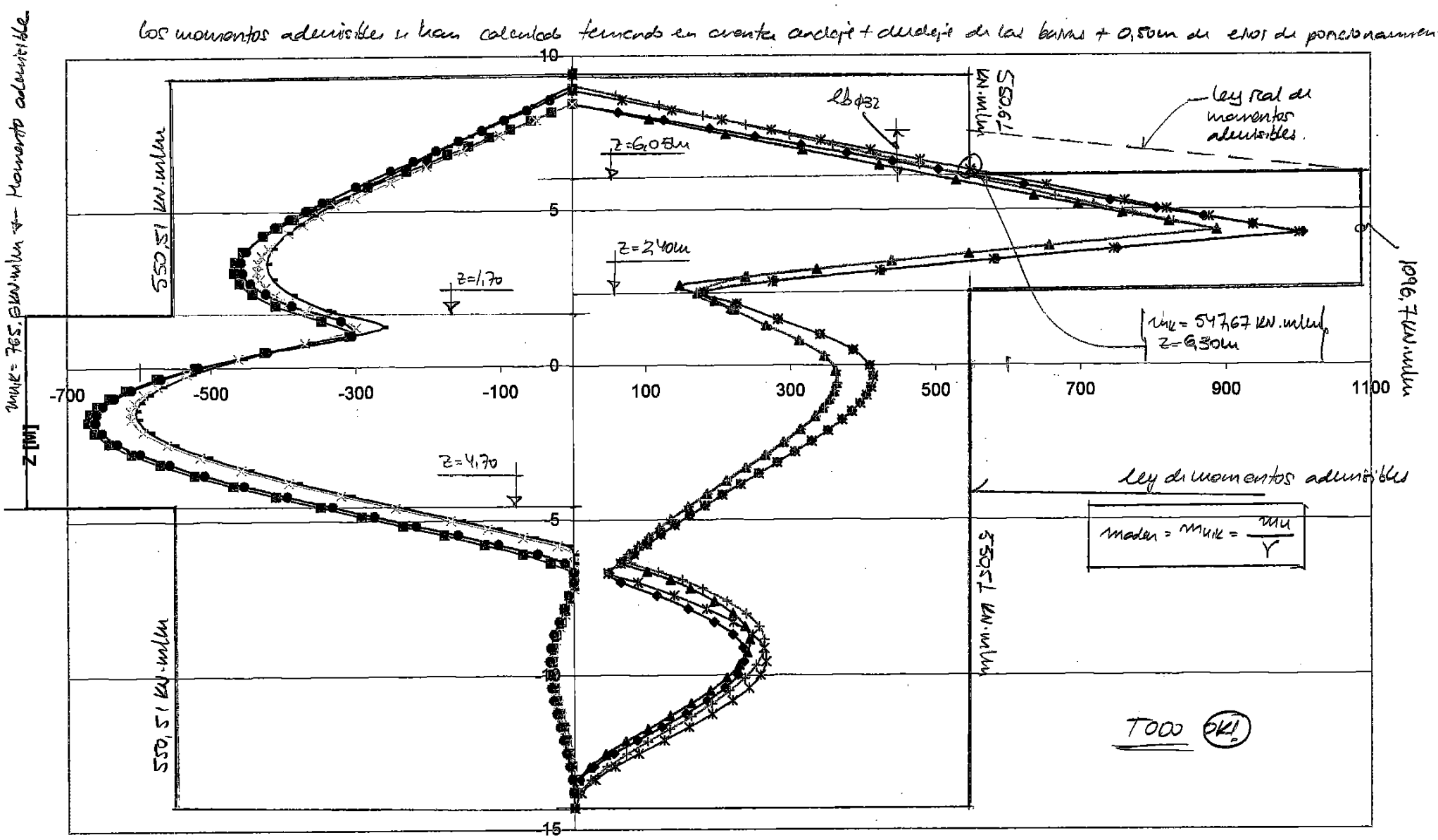
Los dos puntal actúan como empotramiento:

Puntal superior traccionado.

Puntal inferior comprimido.

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

Los momentos admisibles se han calculado tomando en cuenta anclaje + solape de las barras + 0,50cm de error de posicionamiento



MOMENTO [kN·m/m]

Modificaciones por cambio de cota en puntales def.

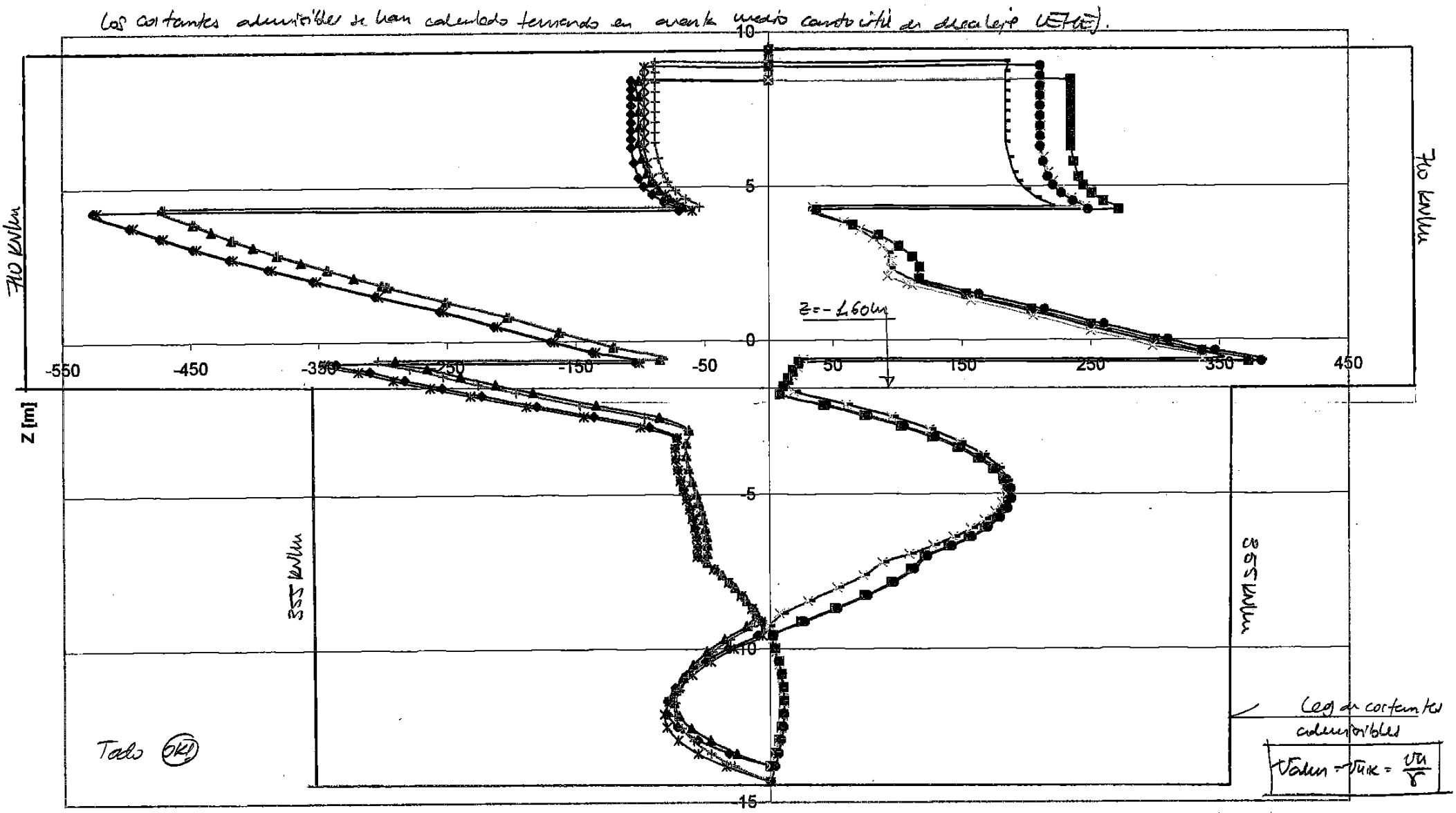
(11)

M máx S INICIAL | M mín S INICIAL | M máx S FINAL | M mín S FINAL | M máx S INIC mod | M mín S INIC mod | M máx S FINAL mod | M mín S FINAL mod

MODIFICADO III
19/05/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES

Los cortantes admisibles se han calculado tomando en cuenta medio canto útil de solape (47cm).



CORTANTES V [kN/m]

Modificaciones por cambio en cota en puntales definitivos

(12)

V mín S INICIAL | V máx S INICIAL | V mín S FINAL | V máx S FINAL | V mín S INIC mod | V máx S INIC mod | V mín S FINAL mod | V máx S FINAL mod

MODIFICADO III
19/05/2005

TRAMO 3-4 (margen izqdo.)

SECCIÓN INICIAL (SECCIÓN FINAL TRAMO 2-3)

☑ la más restrictiva del tramo (máxima CME, máximo vuelco en trasdosa)

↕ ☑ recalculo completo puede consultarse en la verificación del tramo 2-3 anterior.

VERIFICACIÓN

I FLEXIÓN

Ia) INTRADÓS

- Momento último con 6Φ25 pml

A_s = 29,454 cm²/m (h=0,80; r=0,11m)

M_{rm} = 825,77 KN.m/m

$M_{rm,k}$ = 550,51 KN.m/m

- Momento último con (6Φ25 + 2Φ25) pml de batache

A_s = 39,272 cm²/m

M_{rm} = 1007,00 KN.m/m

$M_{rm,k}$ = 674,83 KN.m/m

Ob: las cotas del plano 2.9.3.49 (11/23) son relativas a la sección 707+870. para comparar con las leyes de esfuerzos presentadas (que corresponden al PK 707+860) hay que restar 0,20m (desplazar las armaduras 0,20m hacia abajo)

Ib) TRASDÓS:

- Momento último con 6Φ25 pml

$M_{rm,k}$ = 559,51 KN.m/m

- Momento último con (6Φ25 + 6Φ25) pml de batache

A_s = 58,909 cm²/m

M_{rm} = 1433,32 KN.m/m

$M_{rm,k}$ = 955,55 KN.m/m

II) CORTANTE:

- Cortante último con armad. Φ R

$T_{u2,k}$ = 355,6 KN/m (Ver secciones anteriores)

- Cortante último con armad. Φ 20

$T_{u,k}$ = 711,3 KN/m (Ver secciones anteriores)

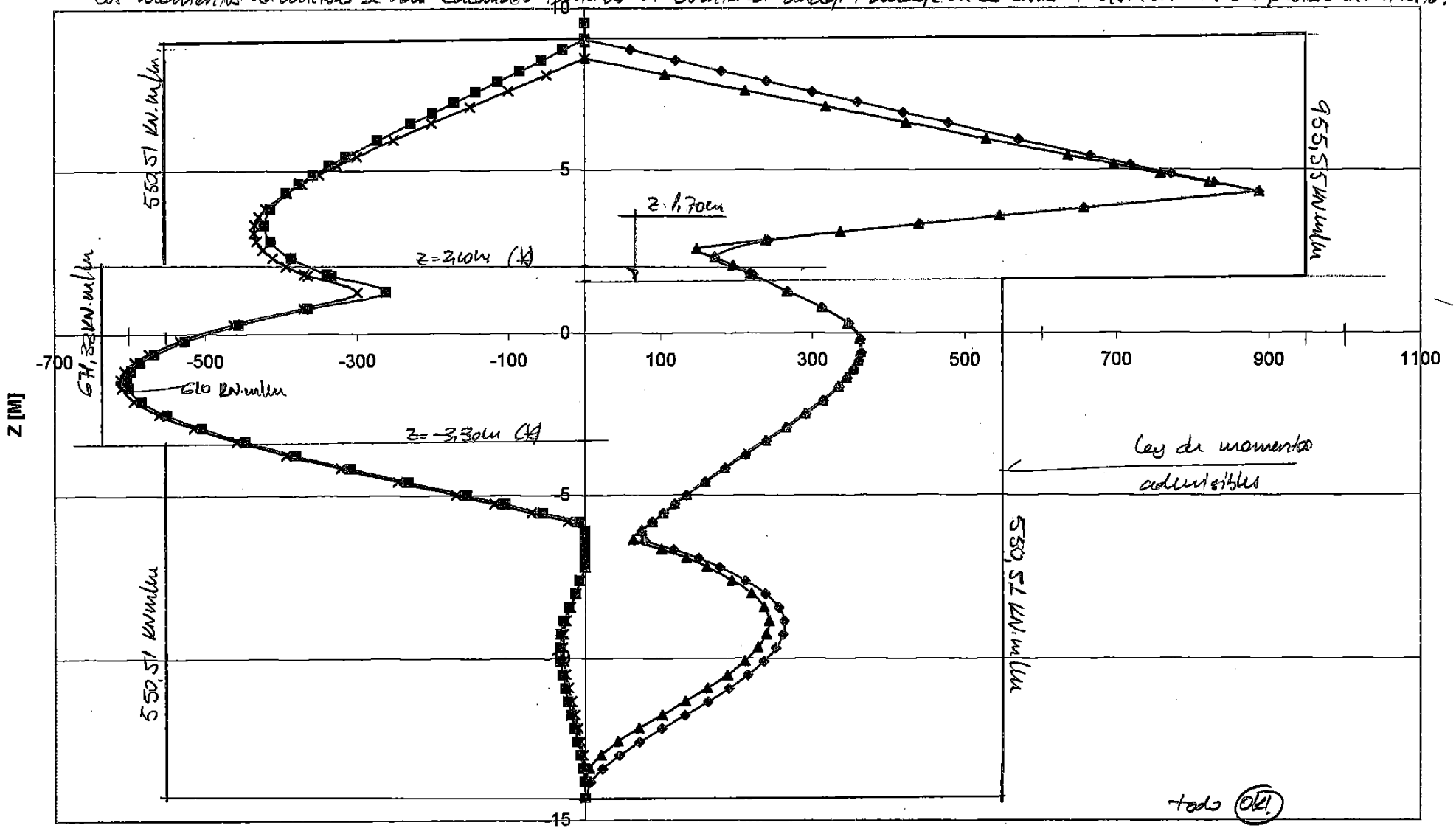
III) PUNZONAMIENTO.

Se había dimensionado para v_k = 720 KN/m²

Tras el cambio de cota de los puntales se tiene v_k = 689,0 KN/m²

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

Los momentos admisibles se han calculado teniendo en cuenta el anclaje + diámetro de las barras + 95% de error de posicionamiento.

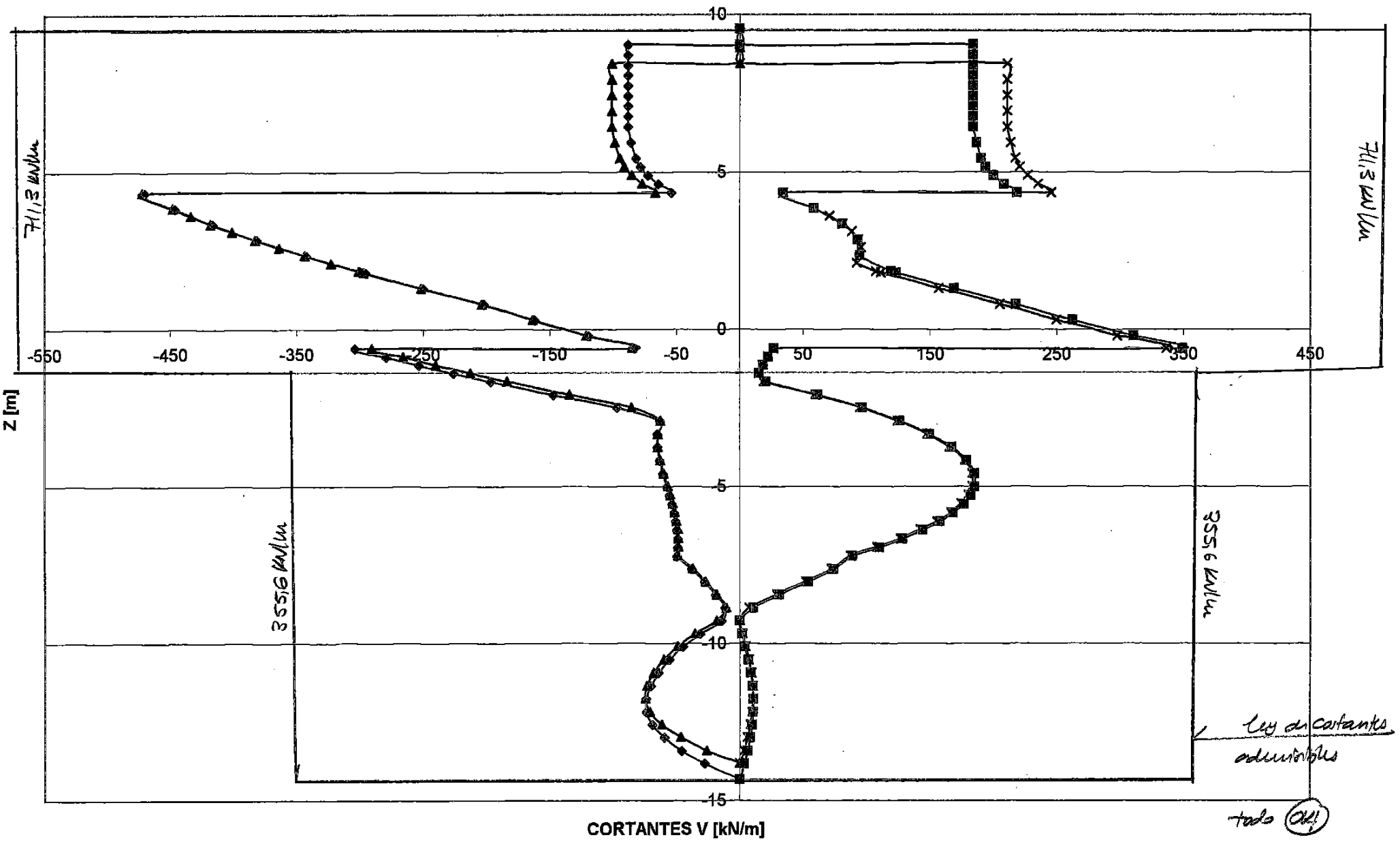


MOMENTO [kN·m/m]

M máx S FINAL — M mín S FINAL — M máx S FINAL mod — M mín S FINAL mod

RIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO III
19/05/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

V mín S FINAL — V máx S FINAL — V mín S FINAL mod — V máx S FINAL mod

RIOR TRAMO 2-3 MODIFICADO III
19/05/2005

CRUCE PASO SUPERIOR

PANTALLAS DEL MARGEN DERECHO

TRAMO 1-2

→ Idem pantallas del margen izquierdo, Tanto en sección Inicial como en sección Final del tramo

TRAMO 2-3

SECCIÓN DE MÁXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLÉN. 707+860

∄ doble comprobación:

i) Como acción tipo sobre puntales pasivos

ii) Introduciendo la carga de los puntales como acción sobre la pantalla

Ante los resultados del análisis original el documento existente el caso ii) en que las cargas de los puntales que equilibran las acciones sobre las pantallas del margen izquierdo se introducen como acciones sobre las pantallas del margen derecho.

Etapa — R puntales ← Del archivo Rib: CRUCE 702.RES

- Colocación de puntales pasivo y del y excavación hasta cmE
  - Pas: 77,12 Tn/m
  - Def: -21,06 Tn/m
- Ejecución losa y retirada puntal pas
  - Def: 9,37 Tn/m → 9,67 Tn/m (Cambio en las reacciones por subida NF)
  - Losa: 71,15 Tn/m → 71,15 Tn/m

Archivo Rib: CRUCE 502.RES

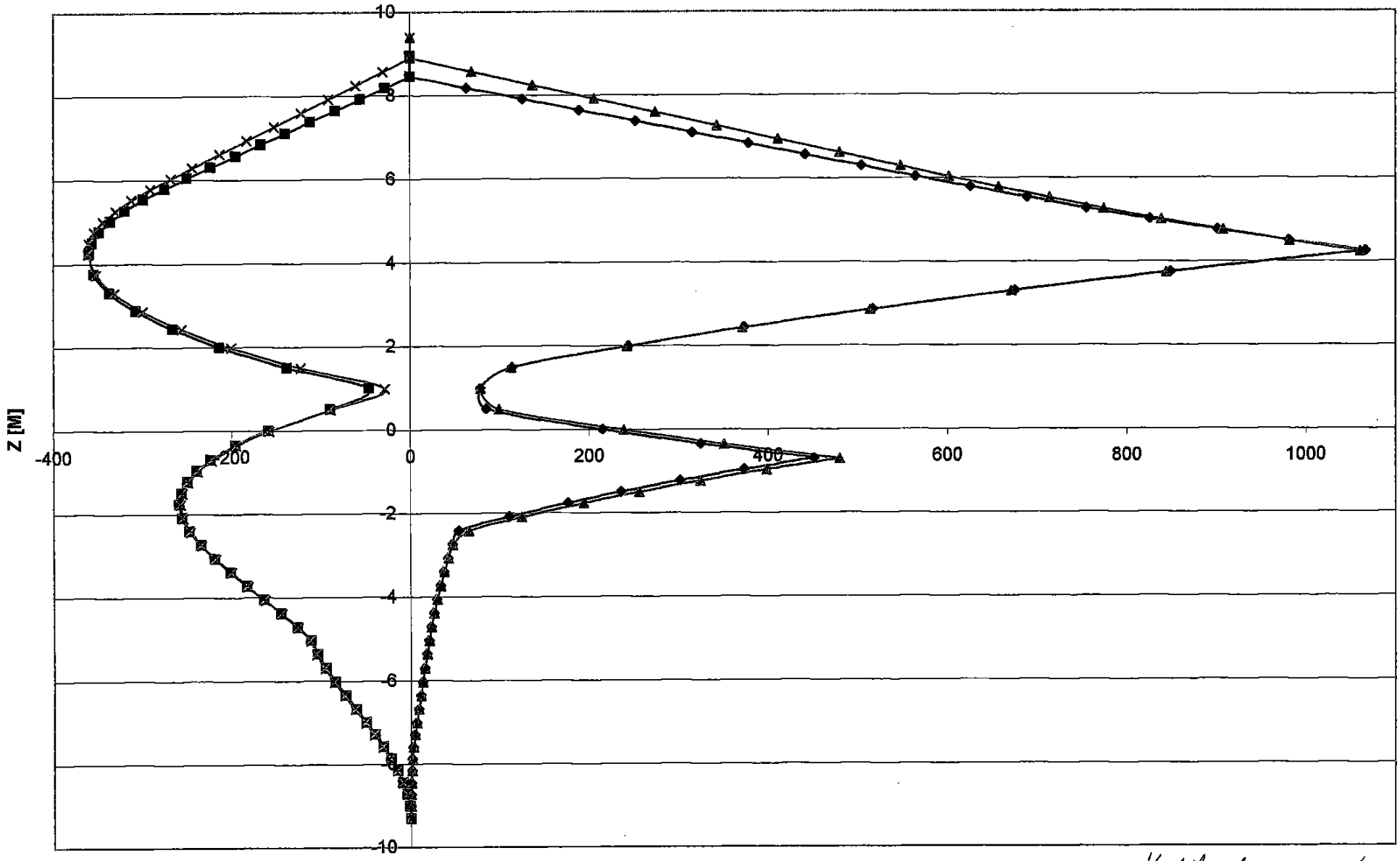
①

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE5Q2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 2-3 SECCION 707+860 (MAXIMO ACERCAMIENTO AL TERRAPLEN)
* PANTALLA DERECHA, COMPROBACION CON CARGAS EN LOS PUNTALES
* CAMBIO EN LA COTA DE PUNTALES DEFINITIVOS POR MODIFICACION DE
* RASANTE (RASANTE 1.7716)
9.40                                   <- Cambio cota coronación muros.
-9.3 0.8^3*2.726E6/12
6.3
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0    2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0   2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
CAL                                    -> Ep = 15,0% Epmáx (Trasdós)
                                          Ep = 15,1% Epmáx (Intradós)
                                          δmáx=xxxxmm
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -9.3 9.5
WAT(2) -1.75 0.0
WAT(2) -9.3 7.5
CAL                                    -> Ep = 14,2% Epmáx (Trasdós)
                                          Ep = 15,8% Epmáx (Intradós)
                                          δ=027mm
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA   Ep = 11,4% Epmáx (Trasdós)
EXC(2) 3.75                               Ep = 20,0% Epmáx (Intradós)
CAL                                       δmáx=4,242mm
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
CFM 8.90 21.06 <-------- Cambio cota puntal definitivo
CFM 4.25 -77.12
EXC(2) -1.75                           -> Ep= 14,5% Epmáx (Trasdós)
CAL                                       Ep= 61,4% Epmáx (Intradós)
* ETAPA 3: EJECUCION DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA PUNTAL   δmáx=-4,83mm
PROVISIONAL                               δmáx= 3,5mm
CFM 8.90 -9.37
CFM 4.25 0.00                          -> Ep= 16,8% Epmáx (Trasdós)
CFM -0.7 -71.18                           Ep= 52,4% Epmáx (Intradós)
CAL                                       δmáx= -9,79mm
* ETAPA 4: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -9.3 11.0
WAT(2,1) -0.7 0.0 2.0
WAT(2) -9.3 11.0
CAL                                    -> Ep= 17,9% Epmáx (Trasdós)
END                                       Ep= 42,7% Epmáx (Intradós)
STA                                       δmáx= -9,41mm
EVP
STOP
```

②

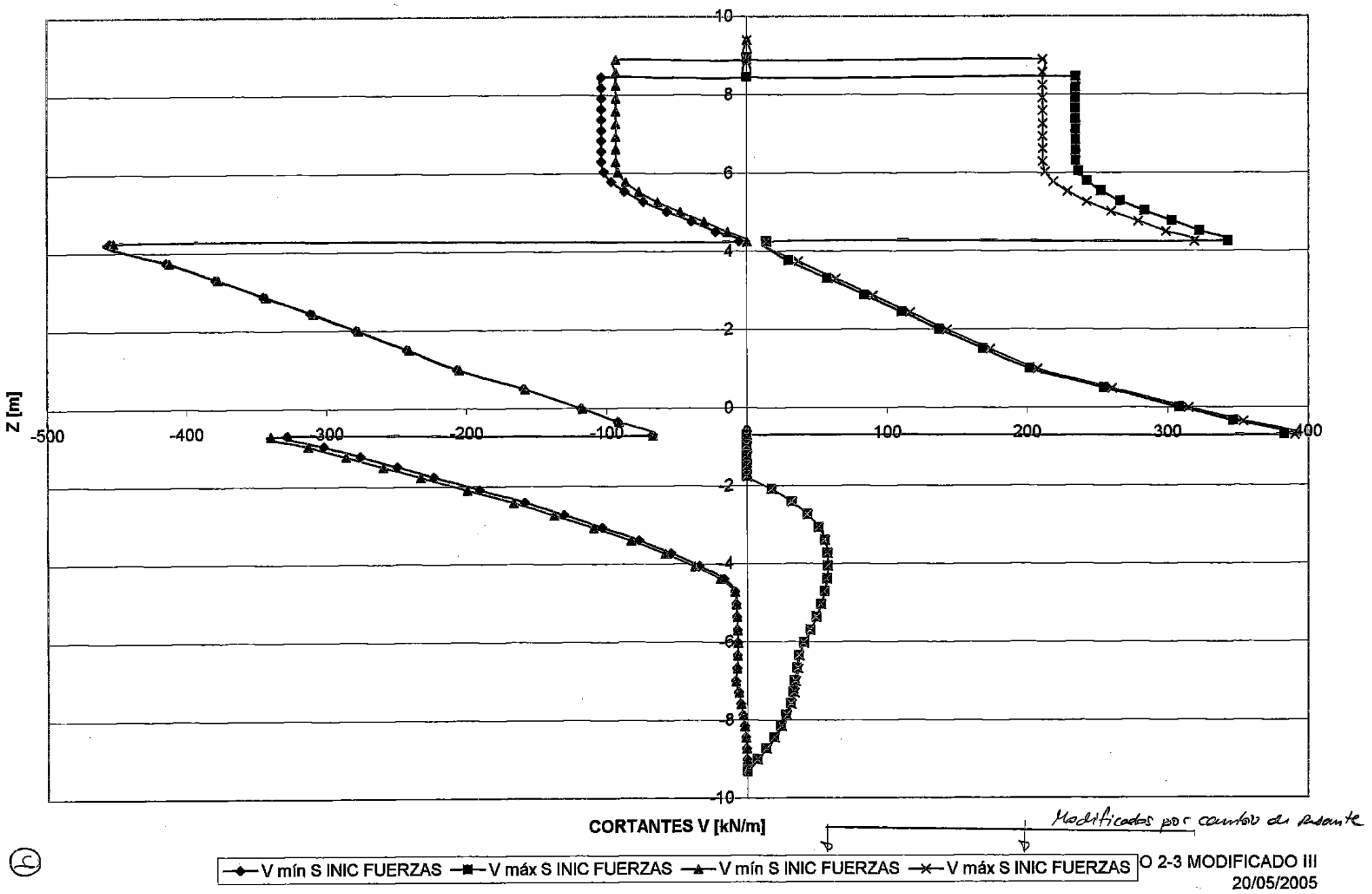
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



Modificados por cambio de Pesante

2-3 MODIFICADO III
20/05/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES



Modificados por cambio de Pesante

O 2-3 MODIFICADO III
20/05/2005

Can Tunis 20-mayo-05

CRUCE PASO SUPERIOR

PANTALLAS DEL MARGEN DERECHO

TRAMO 2-3

SECCIÓN FINAL 707+880

Se comprueba también el caso de introducir las cargas de los puntales como acciones

Etapa — Rpuntales ← Del archivo Ribs CRUCE6Q2.RIB

Cargas en puntales para y def y excavación hasta CME — Pro: 68,90 Tn/lm — Def: -18,40 Tn/lm — Subida NF

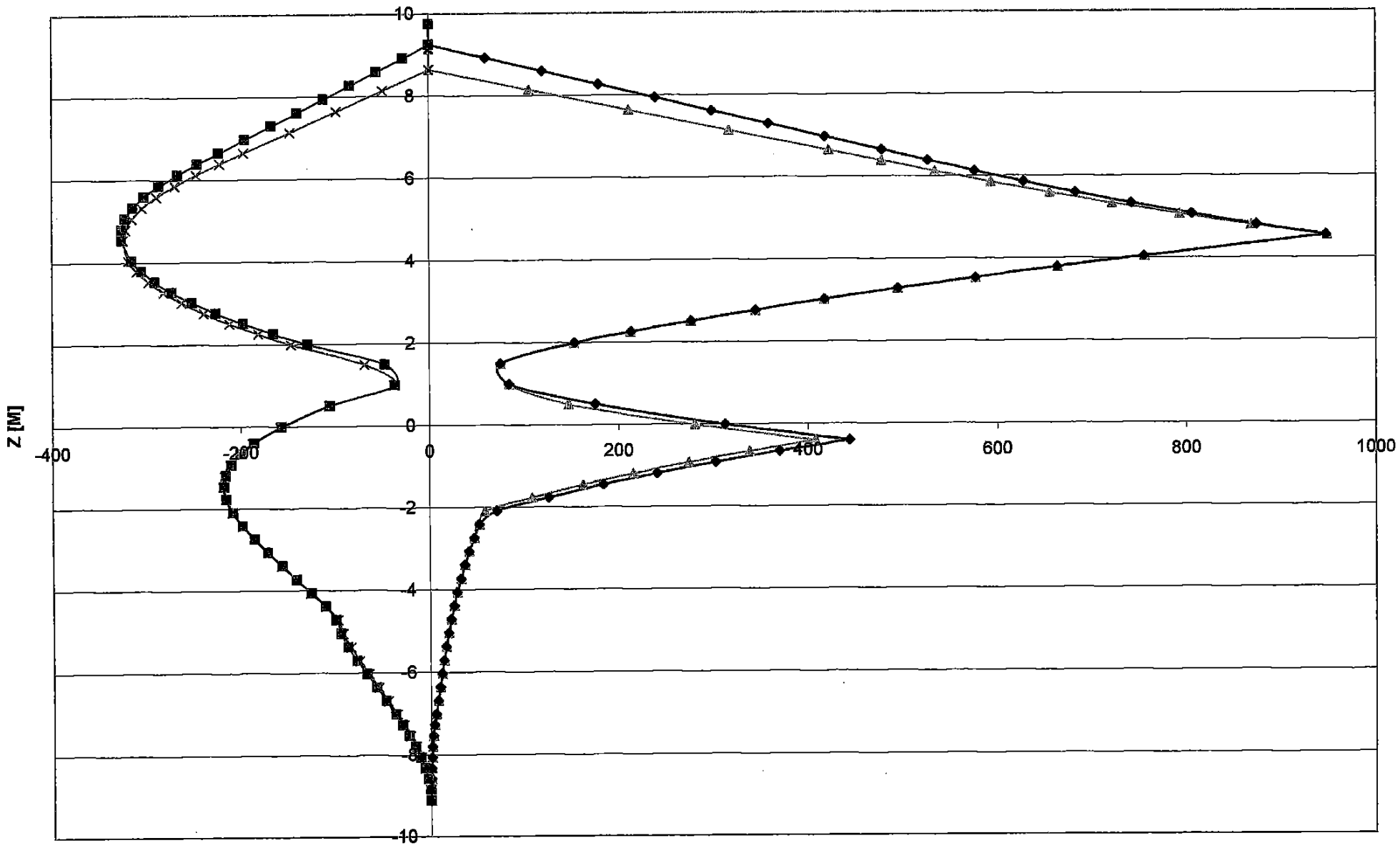
Ejecución losa y retirada del puntal provisional — Def: P. 57 Tn/lm → 8,93 Tn/lm — Losa: 64,01 Tn/lm → 63,66 Tn/lm ↑ Apenas hay cambio.

Archivo Rib2 — CRUCE9Q2.RIB

NOTE BOOK

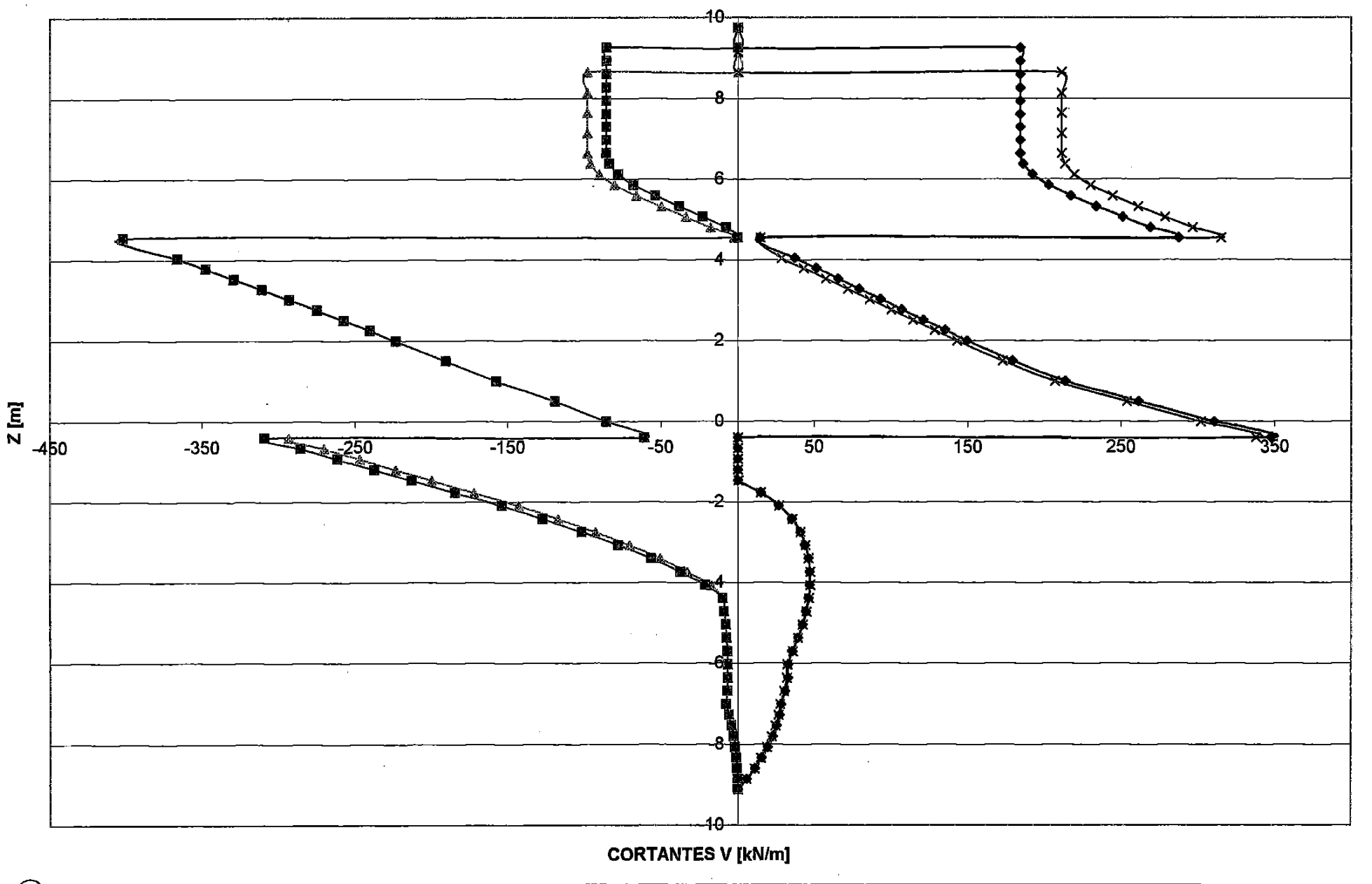
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CRUCE9Q2 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CRUCE CON EL PUENTE
* DE RAMAL DE LA RONDA LITORAL.
* CAMBIO DE RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* TRAMO 2-3 SECCION 707+880 SECCION FINAL
* PANTALLA DERECHA, COMPROBACION CON CARGAS EN LOS PUNTALES
* CAMBIO EN LA POSICION DE LOS PUNTALES POR MODIFICACION DE
* RASANTE (RASANTE 1.7716)
9.75 <-- cambio cota coronación muro.
-9.1 0.8^3*2.726E6/12
6.65
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -9.1 9.0
WAT(2) -1.75 0.0
WAT(2) -9.1 7.5
CAL
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA
EXC(2) 4.05
CAL
* ETAPA 3: PUNTALES DEFINITIVOS Y PROVISIONALES
* Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
CFM 9.25 18.40 <-- cambio cota puntales
CFM 4.55 -68.90
EXC(2) -1.45
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA PUNTAL
PROVISIONAL
CFM 9.25 -8.57 <-- cambio cota puntales
CFM 4.55 0.00
CFM -0.4 -64.01
CAL
* ETAPA 4: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -9.1 10.5
WAT(2,1) -0.4 0.0 2.0
WAT(2) -9.1 10.5
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



(4) -3 MODIFICADO III
20/05/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES



(2) -3 MODIFICADO III
20/05/2005

VERIFICACIÓN

I) FLEXIÓN

Ia) INTRADÓS

- Momento último con 6Φ25

  A_s = 29,454 cm²/m

  m_{ud} = 825,77 KNm/m

  m_{umk} = 550,51 KNm/m

Ib) TRASDÓS

- Momento último con 6Φ25

  m_{ud} = 550,51 KN·m/m

- Momento último con (6Φ25 + 5Φ32)

  A_s = 69,664 cm²/m

  m_{ud} = 1645,1 KN·m/m

  m_{umk} = 1096,7 KN·m/m

Obs. El plano 2.9.3.49 (9/23) corresponde al PK 707+845
las leyes de esfuerzos corresponden a la sección 707+860
hay que desplazarlo 0,15m hacia arriba

II) CORTANTES

- Cortante último con ramas Φ12 — V_{uk} = 355,6 KN/m
- Cortante último con ramas Φ20 — V_{uk} = 711,27 KN/m

III) PUNZONAMIENTO

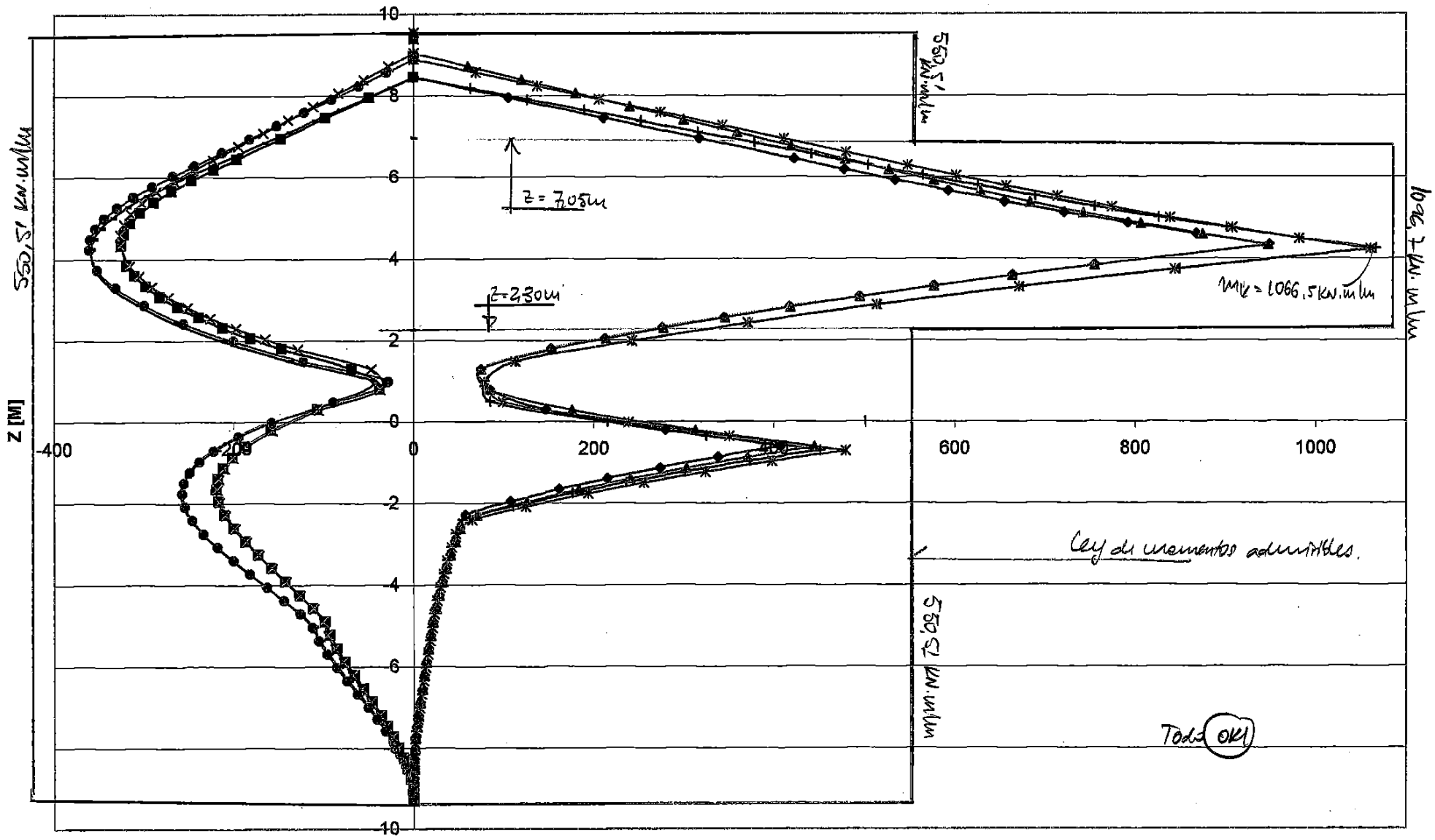
Si había dimensionado para unas cargas en los puntales de

m_{uk} = 900 KN/m

Tras el cambio de cota de puntales se tiene

m_{uk} = 783,5 KN/m ← Introducido como acción

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

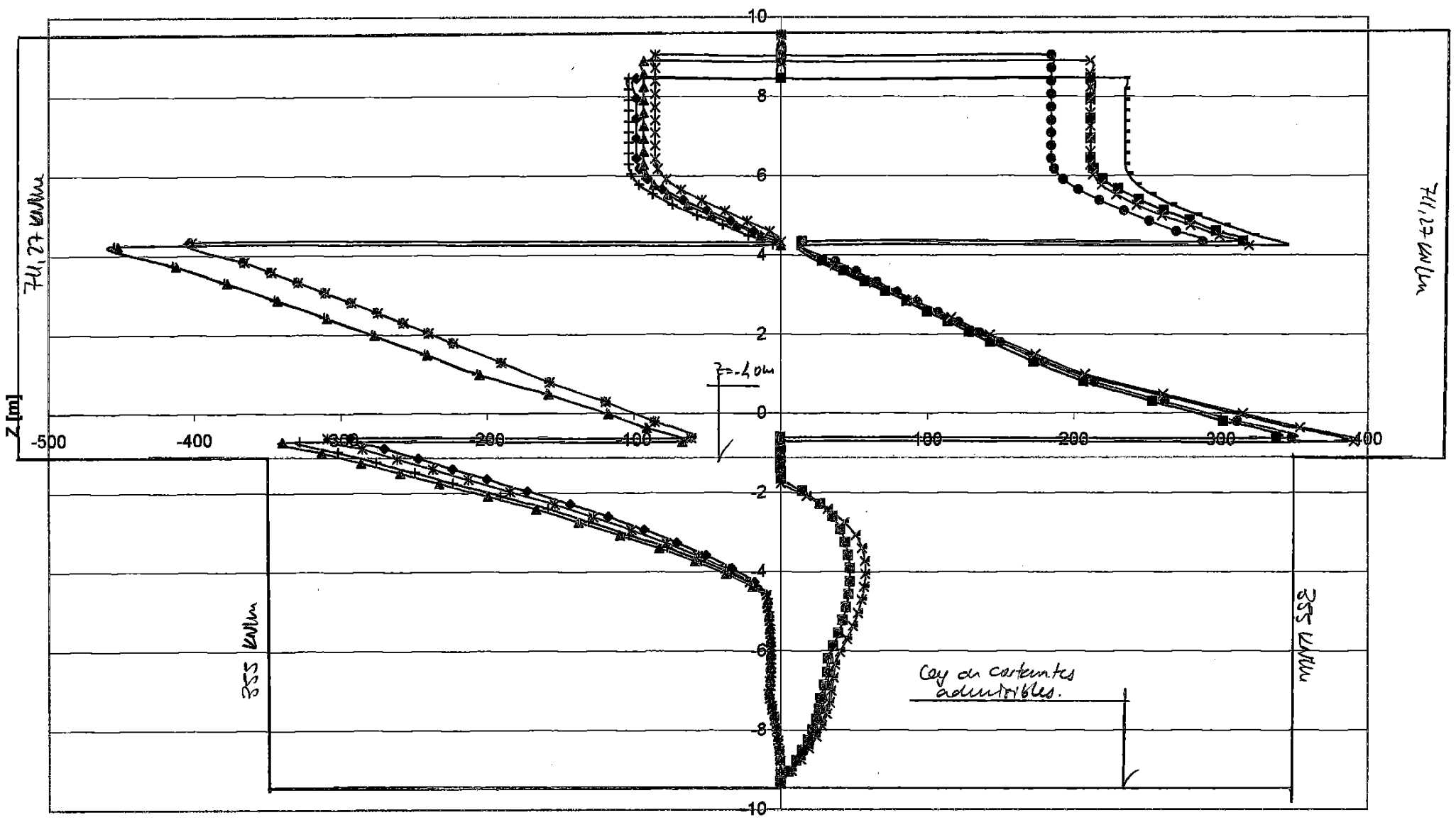


MOMENTO [kN·m/m]

M máx S FIN FUERZAS | M mín S FIN FUERZAS | M máx S INIC FUERZAS | M mín S INIC FUERZAS
M máx S FIN FUERZAS mod | M mín S FIN FUERZAS mod | M máx S INIC FUERZAS mod | M mín S INIC FUERZAS mod

(11) DIFICADO III
20/05/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

V mín S FIN FUERZAS | V máx S FIN FUERZAS | V mín S INIC FUERZAS | V máx S INIC FUERZAS
V mín S INIC FUERZAS mod | V máx S INIC FUERZAS mod | V mín S FIN FUERZAS mod | V máx S FIN FUERZAS mod

(12) DIFICADO III
20/05/2005

TRAMO 3-4 (margen derecho)

SECCIÓN INICIAL (SECCIÓN FINAL TRAMO 2-3)

☑ la más restrictiva del tramo (máxima CME y máximo relleno en trasdós)

☑ cálculo completo puede consultarse en la verificación del tramo 2-3 anterior.

VERIFICACIÓN:

I) FLEXIÓN

Ia) INTRADÓS:

- momento último con 5Φ25 pmd

A_s = 24,545 cm²/m

m_u = 696,18 kN·m/m

$m_{u,k}$ = 464,12 kN·m/m

Ib) TRASDÓS

- momento último con 6Φ25 pmd

A_s = 29,454 cm²/m

m_u = 825,77 kN·m/m

$m_{u,k}$ = 550,51 kN·m/m

- Momento último con (6Φ25 + 6Φ25) pmd

A_s = 58,908 cm²/m

m_u = 1433,32 kN·m/m

$m_{u,k}$ = 955,55 kN·m/m

Obs: las capas de estribos corresponden al PK 707+880, el armado definido en el plano 2.9.3.49 (13/23) corresponde a la sección 707+880 (OK!)

II) CORTANTES:

- Cortante último con ramas Φ16

A_s = 24,545 cm²/m (Ceano mínimo) d = 0,69m

A_d = 21,45 cm²/m/m

V_u = 752,74 kN/m

$V_{u,k}$ = 501,83 kN/m

- Cortante último con ramas Φ12

A_s = 24,545 cm²/m (Ceano mínimo)

A_d = 12,064 cm²/m/m

V_u = 529,59 kN/m

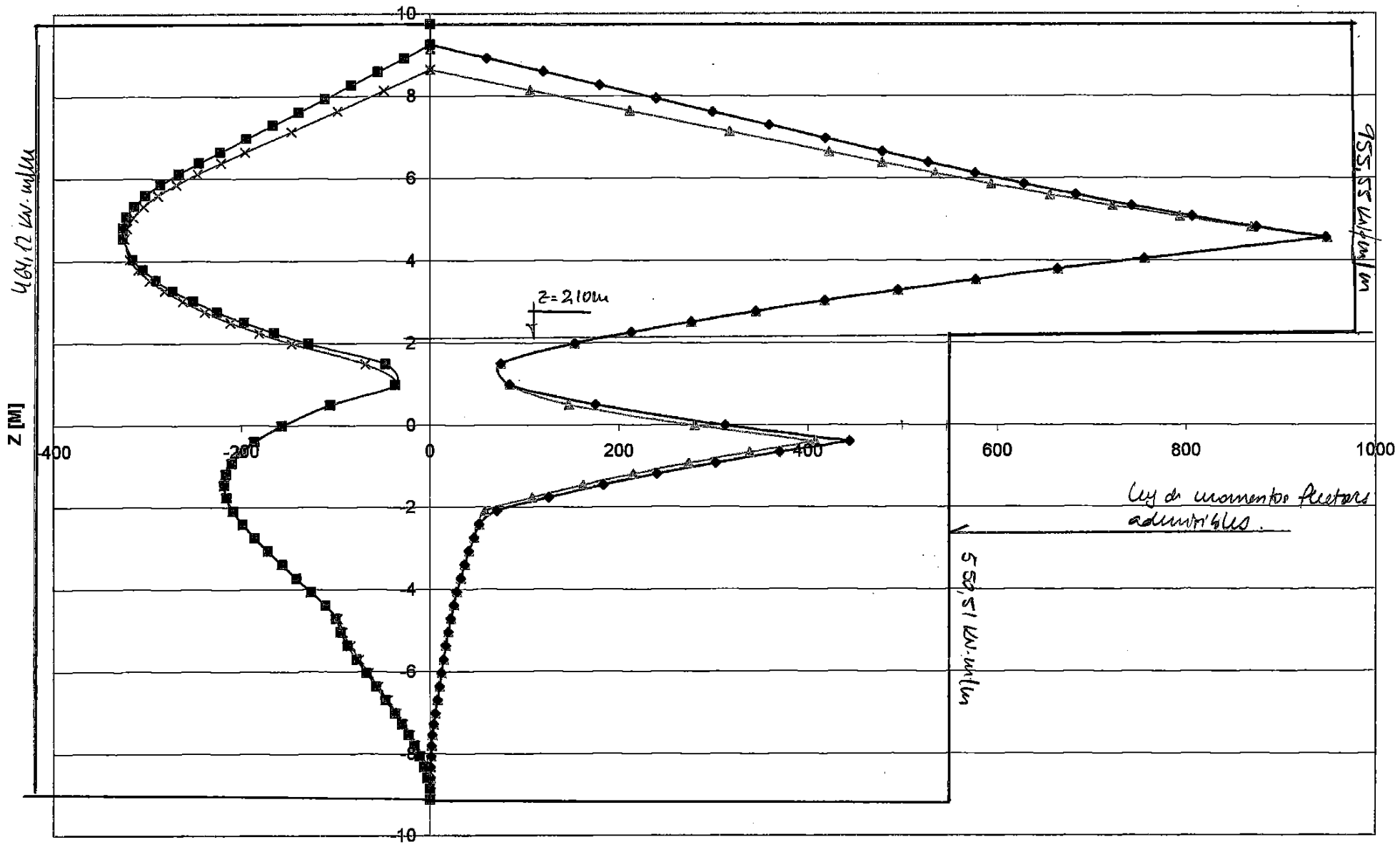
$V_{u,k}$ = 346,39 kN/m

III) CARGAS EN LOS PUNTALES

Con la disposición original de puntales: se habría dimensionado para u_k = 720 kN/m

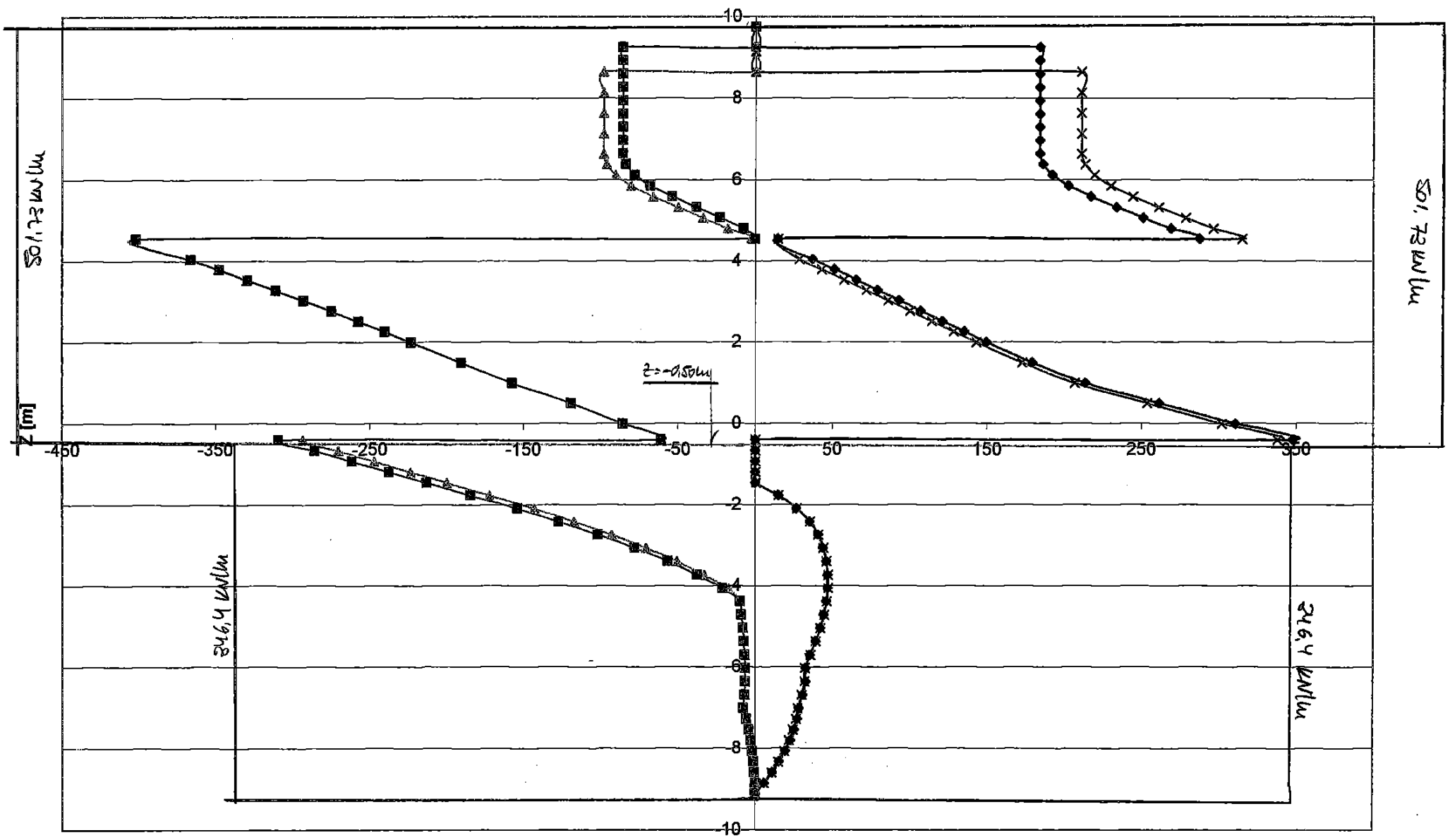
Con la nueva disposición de puntales se tiene u_k = 700 kN/m → (OK!) es más favorable.

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



(13) -3 MODIFICADO III 20/05/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES



(14) -3 MODIFICADO III 20/05/2005

DETALLES

- Armadura necesaria para resistir la última biela de cortante.

$Sd.máx = 1,50 \times 210,6\ KN/m = 315,9\ KN/m$

$A_s \geq \frac{Sd}{fyd} = \frac{0,3159\ MN/m}{434,8\ MPa} = 7,265\ cm^2/m$ ← se cumple sobradamente en todos los casos.

Hacemos, como mínimo: $5\phi25$ pmd → $A_s = 24,545\ cm^2/m$ (OK)

- Cercos de la viga de coronación.

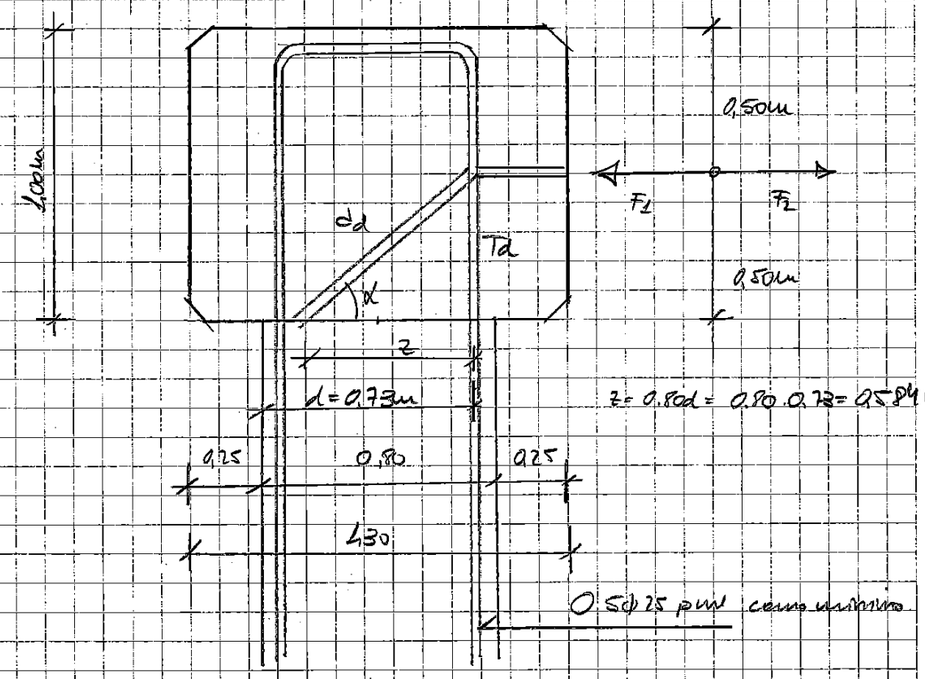
1 c $\phi16$ a 0,30 como mínimo $A_s = 13,41\ cm^2/m$

Reacción máxima a suspender (a colgar)

$Rd = 1,50 \times 210,6\ KN/m = 315,9\ KN/m$

$A_s \geq \frac{Rd}{fyd} = \frac{0,3159\ MN/m}{400\ MPa} = 7,8975\ cm^2/m$ ← (OK) queda cubierto

VIGA DE CORONACIÓN DEL TRAMO DE CIRUCE CON EL PASO SUPERIOR



F_1: Apoyo en el puntal

F_2: Tiro del puntal

$\alpha = \operatorname{arctg}\frac{0,50}{0,584} = 40,57°$

usar $\{F_1; F_2\} = 210\ KN/m$

Obs: Relación vuelo/canto = 0,85 → Ménsula corta

$Rd = 1,50 \times 210 KN/m = 315\ KN/m$

La viga de coronación funciona como tal (como viga) por lo que la carga llega repartida a la cabeza del muro.

Cam Nuevo 23-mayo-05

$Cd \cdot \cos\alpha = Td \rightarrow Cd = \frac{Td}{\cos\alpha} = \frac{0.915\ MN/m}{\cos 40,57^\circ} = 0.415\ MN/m$

$Td = Cd \cdot \operatorname{sen}\alpha = 0.415\ MN/m \cdot \operatorname{sen} 40,57^\circ = 0.270\ MN/m$

$A_s \geq \frac{Td}{fyd} = \frac{0.270\ MN/m}{400\ MPa} = 6.743\ cm^2/m$ ← Queda cubierto sobradamente

↑ Hay dispuestos, como mínimo, $24,545\ cm^2/m$

NOTE BOOK

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL TRAMO DE CRUCE CON EL PUENTE DEL RAMAL DE LA RONDAL LITORAL. PK: 707+830,00 a 707+932.82

PUNTALES DEFINITIVOS

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2252
Fecha 28/06/05
CAN TUNIS-0-CT-C-09210

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 27 de junio de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON EL PUENTE DEL RAMAL DE LA RONDA LITORAL.

PUNTALES DEFINITIVOS.
DESDE P.K: 707+830.00 HASTA P.K: 707+932.82

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

En el tramo de cruce de la Traza del Falso Túnel de Can Tunis con el Paso Superior del Ramal de la Ronda Litoral se emplea una doble fila de puntales (definitivos y provisionales), con los que se materializa un empotramiento temporal en la fase en que se excava hasta la cota de máxima excavación. Este empotramiento temporal permite contener esfuerzos y reducir movimientos en pantallas.

El empotramiento a base de puntales implica compresiones en los puntales inferiores (provisionales) y tracciones en los puntales superiores (definitivos). Además, en otras fases del procedimiento constructivo y en servicio, los puntales definitivos superiores están comprimidos.

Se diseñan los puntales definitivos de este tramo de modo que sean capaces de transmitir las compresiones y las tracciones a las que se verán sometidos. Asimismo, se definen las uniones con la viga de coronación de los muros recrecidos necesaria para soportar dichas acciones.

2. SOLUCIÓN DESARROLLADA.

El trabajo de los puntales a compresión no requiere de ningún detalle específico.

Para que los puntales trabajen a tracción es necesario que estén convenientemente conectados a las vigas de coronación de los muros, para lo que se disponen una seria de anclajes (ver planos adjuntos al final de este documento).

Con la intención de facilitar la colocación de los puntales se dejarán unas vainas y unos cajeados, de modo que una vez se haya presentado el puntal en su posición definitiva sólo se tengan que enhebrar las barras de conexión. Una vez instalados los puntales se procederá a la inyección de las vainas y los cajeados con lechada de cemento que garantice la durabilidad de las barras.

Los puntales se materializan a base de dos perfiles HEB240 unidos entre sí y separados 4.0m entre ejes. Los puntales provisionales se dispondrán según la configuración habitual (separados 2.5m entre ejes).

A los puntales se les dota de las correspondientes placas de apoyo que permiten repartir las cargas. Con la intención de absorber las pequeñas irregularidades en los paramentos de las vigas de coronación se hacen los puntales ligeramente más cortos y la diferencia de longitud se cubre con un mortero sin retracción, que además suavizará el contacto placa de testa – hormigón.

3. NORMATIVA CONSIDERADA.

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de acero se han seguido las especificaciones del Eurocódigo 3 "Proyecto de Estructuras de Acero".

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de los puntales definitivos de este tramo de la traza han sido:

- Peso Propio.
- Reacción transmitida por las pantallas (tracciones y compresiones). Las acciones sobre los puntales se han obtenido del análisis de las pantallas y pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo correspondiente a este Tramo.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Acero estructural: S275 J2 G3. Límite elástico: 275N/mm^2 Tensión de rotura: 430 N/mm^2. (γ_s=1.10)
- Tornillos de acero de calidad 10.9 (TR27 10.9) Límite elástico: 900N/mm^2.Tensión de rotura: 1000 N/mm^2 (γ_s=1.15)
- Barras corrugadas de acero B500S (γ_s=1.15)
- Hormigón HA-25/F/20/IIa (γ_c=1.50)

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 27 de junio de 2005

NOTA DE CÁLCULO

CIRCUITO ESTRUCTURA

Separación puntales: 4,00m

$n_{d,max}$ = 110 KN/m ; $n_{d,min}$ = −225 KN/m

$|n_{d,máx}|$ = 1,50 × 225 KN/m = 352,5 KN/m

Momentos y cortantes en la viga de coronación

• Vano extremo: $M_d = 0{,}105\, q_d \cdot \ell^2$

M_d = 592,2 KN·m

h = 0,80 + 0,50 = 1,30 m

b = 1,00 m

r = 0,07

A_c = 11,5 cm² → 4Φ20

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0{,}04 \cdot A_c \dfrac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 130 \dfrac{25/1{,}5}{434{,}8} = 19{,}93\ cm^2 \rightarrow$ 7Φ20 ó 5Φ25

• $V_d = q_d (0{,}625\,\ell - d - \frac{h_p}{2}) = 352{,}5\,(0{,}625 \cdot 4{,}0 - 1{,}30/2 - 0{,}30)$

V_d = 222,0 KN ← Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo.

A_s = 21,99 cm²

b = 1 m

h = 1,30 m ; r = 0,07

A_d = 0,00 cm²/m

Cortante último sin armadura transversal V_u = 335 KN

NOTE BOOK

Cualque reacción

$V_d = 3525\ kN/m$

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{3525\ kN/m}{400\ MPa} = 8,813\ cm^2$

Armadura transversal total a disponer: $A_s = 8,8\ cm^2$

Disponiendo $1c\ \phi 16\ a\ 0,80$ $(A_s = 13,41\ cm^2/m)$ ← (OK!)

↑ cubre cortante + cualque de la reacción.

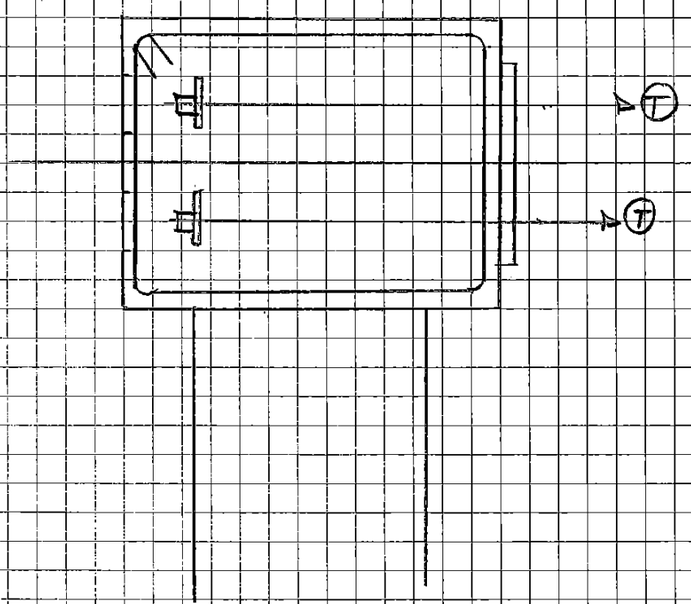
TRACCIONES:

$N_{k,min} = 235\ kN/m$

$s = 4,0\ m$

$N_{k,min} = 4,0 \times 235\ kN/m = 940\ kN$

$N_{d,min} = 1,50 \cdot 940\ kN = 1410\ kN.$

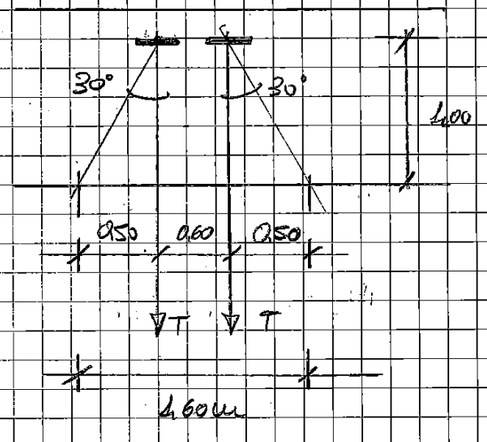


Cualque reacción: $T_d = 1410\ kN$

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{1,410\ MN}{400\ MPa} = 35,25\ cm^2$ → 12 barras $\phi 20$

6 capas $\phi 20$

En planta:



$L_{total} = 1,60 m$ → 6 capas en $1,50 m$ → Capas a 0,30

centradas en el anclaje

PERNOS DE ANCLAJE:

Acero A40t $f_{yk} = 400\ N/mm^2$

$\phi 27$ $A_r = 4,59\ cm^2$ (= área neta = descontando rosca)

Carga de rotura de 1 perno $F_{max} = 0,80 \cdot 400 \cdot 4,59 \cdot 10^{-1} =$

$F_{max} = 330,5\ kN$ / perno

$\phi 24$ $A_r = 3,53\ cm^2$

Carga de rotura del perno: $F_{max} = 0,80 \cdot 400 \cdot 3,53 \cdot 10^{-1} =$

$F_{max} = 254,16\ kN$ / perno

Número de pernos →

$\phi 27$ → $n = \frac{1410\ kN}{330,5\ kN} = 4,3 \rightarrow 5\,\phi 27$

$\phi 24$ → $n = \frac{1410\ kN}{254,2\ kN} = 5,55 \rightarrow 6\,\phi 24$ ← Se toma este

Placa de anclaje profunda.

Placa de 10x10 $A = 100\ cm^2$

$\sigma_c = \frac{N}{d^2} = \frac{254,2\ kN}{100 \cdot 10^{-3}\ m^2} = 2,542\ MPa$

$M_V = \frac{\sigma_c \cdot (d/2)^2}{2} = \frac{2,542 \cdot (0,10/2)^2}{2} = 0,0031775\ MN \cdot m = 3,1775\ kN \cdot m$

Comprobación $\frac{6 M_V}{t^2} \leq f_{yd}$

Placa de acero S235 → $f_y = 235\ N/mm^2$

$f_{yd} = 235/1,1 = 213,64\ N/mm^2$

Sustituyendo valores:

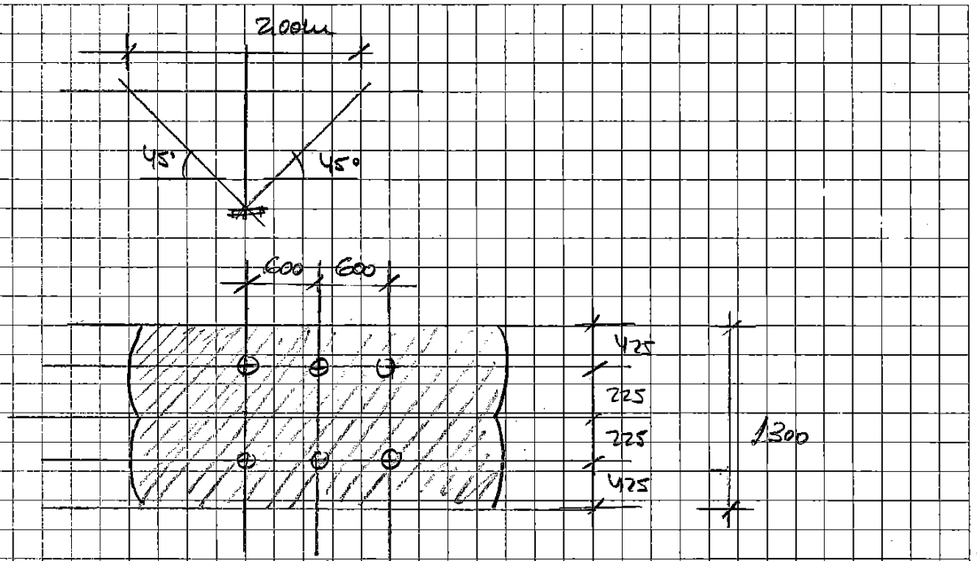
$\frac{6 \cdot 3,1775\ kN \cdot m}{t^2} \leq 213,64\ N/mm^2 \rightarrow t \geq 9,5\ mm$

Placa 100 x 100 x 20 mm

Retroanclaje cono: $R_d = 4,058 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot A$

$\phi = 0,65$ ← coeficiente experimental

$l = 4,00\ m \rightarrow \phi = 2,00$ (respecto a 45º)



$A_{total} = 4,69\ m^2$

$R_d = 4,058 \cdot 0,65 \sqrt{250} \cdot 4,69 \cdot 10^{-4} = 509,966\ kg = 5099,7\ kN$ OK!

Cumple sin problemas.

Separación mínima del borde de la zapata $= 6\,\phi_{perno} = 15\ cm$

Se cumple ← OK!

Gas Punals -2- Rojuno-05

PUNTALES DEFINITIVOS TRAMO DE CRUCE CON EL PASO SUPERIOR

Ay Puntales definitivos

Nunals Nunals

· qlk	110 kN/m	- 235 kN/m	
· Esfuerzo axial:	440 kN	940 kN	
· Carga por Puntal	6440 kN	- 940 kN	
· Valor de diseño	660 kN	-1410 kN	

Lc = 11.0m → 2HEB 240 Acero S235 JR G3

NOTE BOOK

CRUCE PASO SUPERIOR. PUNTALES DEFINITIVOS (LUZ 11.0m)

PUNTALES BIARTICULADOS

PERFILES: 2HEB240

ACERO fy = 275 N/mm2 ← S275 JR G3

PROPIEDADES MECÁNICAS

Para un perfil:		Para 2 perfiles:	
h=	24 cm	h =	24 cm
b=	24 cm	b =	48 cm
A=	106 cm2	At =	212 cm2
Iy-y =	11260 cm4	Iy-y =	22520 cm4
Iz-z =	3920 cm4	Iz-z =	38368 cm4
Sy-y =	527 cm3		
		Wpl,y-y =	2108 cm3
		Wpl,z-z =	2544 cm3
		W el,y-y =	1876.667 cm3
		W el,z-z =	1598.667 cm3
		i y-y =	10.307 cm
		i z-z =	13.453 cm

ESQUEMA ESTÁTICO Y PANDEO

L =	11.00 m
Beta =	1.00
Lo =	11.00 m

ESBELTECES:		ESBELTECES ADIMENSIONALES:		Coeficiente de reducción:	
λ y-y =	106.728	λ y-y =	1.229	ϕ y =	1.431	χ y =	0.462
λ z-z =	81.767	λ z-z =	0.942	ϕ z =	1.070	χ z =	0.634
λ E =	86.815					χ min =	0.462

CURVA DE PANDEO : b Coeficiente de imp = 0.34

ACCIONES:

Peso propio:	g1d =	2.247 kN/m
Axil:	Nd =	660 kN
Momento:	Md =	33.98 kN·m
Coef. eq. mom.		1.30

COMPROBACIÓN:

μ y =	-1.598	
Ky =	1.391	no > 1.500
K y =	1.391	
Valor de comparación =		0.359

SIN PANDEO:

Tensión de trabajo aprox =	49.239 N/mm2
	19.70 % del límite elástico

VERIFICACIÓN A FLEXOTRACCIÓN. (EC-3)

Acciones: + Peso propio
+ Tracción $N_d = 1410\ kN$ / puntal

COMPROBACIONES:

a) Clasificación de la sección: Acero $S235\ N/mm^2$

Estado tensional, fibra más comprimida.

$$\sigma_{máx} = \frac{-1410 \cdot 10^3\ N}{212\ 10^{-4}\ m^2} + \frac{33,98\ kN.m}{22520 \cdot 10^{-8}\ m^4} \cdot 0,12\ m = -66,50\ N/mm^2 \quad (*)$$

$q_{1,d} = 22,47\ kN/m$ $\qquad M_{c,E} = \frac{q_{1,d} \cdot l^2}{8} = \frac{22,47\ kN/m \cdot 11,0^2}{8}$

$M_{d,c,El} = 33,98\ kN.m$

(*) Está el perfil totalmente traccionado → Todo es eficaz en esa sección clase 1

b) VERIFICACIONES:

b.1) Axil último: (Axil plástico de cálculo)

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{212 \cdot 10^2\ mm^2 \cdot 235\ N/mm^2}{1,10} = 4530\ kN$$

b.2) Momento último (Momento plástico de cálculo)

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M_0} = \frac{2408 \cdot 10^3\ mm^3\ 235\ N/mm^2}{1,10} = 450,35\ kN.m$$

Criterio de comparación:

$$\frac{N_d}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_d}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

Sustituyendo valores

$N_d = +1410\ kN$ $\qquad M_d = 33,98\ kN.m$

$N_{pl,Rd} = 4530\ kN$ $\qquad M_{pl,Rd} = 450,35\ kN.m$

$$\frac{1410}{4530} + \frac{33,98}{450,35} = 0,311 + 0,075 = 0,387 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

CORTANTES:

$$A_f = 2 \cdot [A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f]$$

$$= 2 \cdot [106 - 2 \cdot 24 \cdot 1,70 + (1,40 + 2 \cdot 2,10) \cdot 1,75] = 2 \cdot 33,5 = 67\ cm^2$$

$A_f = 67\ cm^2$

$$V_{pl,Rd} = A_f \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\gamma_{M_0}} = 6700\ mm^2 \frac{275\ N/mm^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{1,10} = 967,06\ kN.$$

$$V_d = 2 \cdot 1,50 \cdot \frac{0,832\ kN/m \cdot 11,0\ m}{2} = 6,864\ kN \cdot 2 = 13,728\ kN$$

$V_d << V_{pl,Rd}$

$V_d << 0,5\ V_{pl,Rd}$ → No hay reducción de la capacidad a flexión por efecto del axil.

FLECHAS:

Tensiones: Solo pesa propio (NO se tienen en cuenta amplificación por efecto de 2º orden)

$g_{L,k} = A \cdot \gamma = 212 \cdot 10^{-4}\ m^2 \cdot 78.5\ kN/m^3 = 1.6642\ kN/m$

Flecha máxima $\delta_q = \dfrac{5 g_k l^4}{384 \cdot E I}$

$I = 27520\ cm^4 = 27520 \cdot 10^4\ mm^4$

$E = 21 \cdot 10^5\ N/mm^2$

$l = 11{,}00\ m = 11000\ mm$

$$\delta_q = \frac{5 \cdot 1.6642\ N/mm \cdot 11000^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5\ N/mm^2 \cdot 27520 \cdot 10^4\ mm^4} = 6{,}7\ mm$$

$\delta_q = 6{,}7\ mm = \dfrac{L}{1640}$ (OK!)

PLACAS DE TESTA:

Tensión sobre la placa es UNIFORME:

$N_d = 660\ kN$

$A = 0{,}59 \times 0{,}44 = 0{,}2552\ m^2$

$$\sigma = \frac{N_d}{A} = \frac{0.660\ MN}{0.2552\ m^2} = 2{,}586\ N/mm^2$$

$\sigma = 2{,}6\ MPa$

Se considera $\overline{\sigma_d} = 3{,}90\ MPa \approx 4{,}0\ MPa$

$w = 100\ mm = 0{,}10\ m$

$m_d = 4{,}0\ N/mm^2 \dfrac{(100\ mm)^2}{2} = 20000\ N \cdot mm/mm = 20{,}0\ kN \cdot m/m$

Sección:



$W_{pl} = 2 \cdot S_y = 2 \cdot 50 = 100\ cm^3$

$S_y = A \cdot d = 1000\ mm \times 10\ mm \times 500\ m = 50000\ mm^3 = 50\ cm^3$

$M_u = W_{pl} \cdot f_y = 100 \cdot 10^3\ mm^3 \cdot \dfrac{235\ N/mm^2}{1.10} = 21{,}36\ kN \cdot m/m$

ok. un poco justo

tomo chapa de $e = 25\ mm$

Tracciones: $T_d = A_s \cdot f_{yd} = 3,53 \cdot 10^2 mm^2 \cdot 900 N/mm^2 = 317700 N$

$T_d = 317,7 kN$ /perno

$\Sigma T_d = 3 \cdot 317,7 = 953,7 kN = 0,954 MN$

$e = 45,0 mm$

$M = 0,954 MN \cdot 0,045 m = 0,0429 MN.m$ [↑ entallo alrededor]

$b = 0,58 m$

$m_d = 0,0739 MN.m/m$ ← son unidos más elevados en compresiones.

Obs 1: Comportamiento placa:

Vuelo mínimo: 100 mm
espesor: 25 mm

$\Rightarrow e = \frac{100}{25} = 4,0 \ (< 5,0)$ ↑ ∈ rígida (!!)

Obs 2: Área de tracción: 1410 cm²

$A = (2 * 0,24) * 0,24 = 0,1152 m^2$ (↑ solo para zona en que se producen tracciones)

$\sigma = \frac{N_d}{A} = \frac{1.410 kN}{0,1152 m^2} = 12,24 N/mm^2 \ (< 0,20 f_y = 74 N/mm^2)$

Esto unido por debajo de $0,25 f_y$ ← no hay problemas de extrusión laminar.

Cálculos Tramo Final

PK. 707 + 932.82 a 707 + 955.00

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestión de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL TRAMO FINAL. PK: 707+932.82 a 707+955

PANTALLAS Y MUROS

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 29 de abril de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
TRAMO FINAL.

PANTALLAS Y MUROS RECRECIDOS.
DESDE P.K: 707+932.82 HASTA P.K: 707+955.0

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata del tramo final, a cielo abierto, del Falso Túnel de Can Tunis, entre los PK's 707+932.82 y 707+955 de la traza, con una rasante ascendente de pendiente constante y un trazado en planta sobre diferentes alineaciones curvas.

La sección transversal a cielo abierto se resuelve a base de pantallas y unos pequeños muros recrecidos, con la correspondiente losa de fondo.

No existen condicionantes específicos para el dimensionamiento del tramo y la única particularidad del tramo fuera de lo habitual es la acción del tráfico ferroviario en los trasdoses de las pantallas, a la altura del terreno natural.

No se dispone de mucho espacio para la ejecución de las pantallas en las proximidades de las vías, por lo que en este caso no se realiza una preexcavación hasta una plataforma de trabajo.

Para la excavación interior de la traza es necesario instalar puntales provisionales que controlen los esfuerzos y los movimientos en etapas de construcción.. Dado que en esta zona se deberá ejecutar una rampa de acceso para la excavación interior, ejecución de contrabóvedas, acabados, etc, de otros tramos del Falso Túnel, interesa que la posición de los puntales no interfiera con el tráfico de maquinaria. Para evitar problemas en este sentido se realizan unos pequeños muros recrecidos en los que apoyar los puntales y que permiten disponer de un gálibo mínimo de 5.0m sobre la rampa provisional durante construcción.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS Y SERVICIOS EXISTENTES.

No se tiene constancia de interferencia alguna con servicios existentes, por lo que no se han tomado medidas específicas al respecto. Sí se ha tenido en cuenta la presencia de las vías RENFE en las proximidades de los trasdoses de las pantallas.

2.2 TERRENO. .

Todos los parámetros que intervienen en el cálculo de esfuerzos y movimientos de las pantallas son los mismos que se emplearon en el Tramo de Prueba (PK: 706+680 a 706+980), que a su vez coinciden con los considerados en el Proyecto Original. Pueden resumirse en:

- Hasta la cota z=1.00m: Rellenos antrópicos
  - · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  - · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  - · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.333
  - · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.500
  - · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.000
  - · Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  - · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=30°
  - · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.00 en activo y en pasivo
  - · Coeficiente de balasto del terreno: 1000Tn/m^3

- Hasta la cota z=-7.00m: Acuífero superior
  - · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  - · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  - · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.2683
  - · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.4554
  - · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.3921
  - · Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  - · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=33°
  - · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  - · Coeficiente de balasto del terreno: 2500Tn/m^3

- Hasta la cota z=-28.00m: Limos entre acuíferos
  - · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  - · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  - · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.3311
  - · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.5305
  - · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=2.7698
  - · Cohesión: 0.50Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  - · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=28°
  - · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  - · Coeficiente de balasto del terreno: 2000Tn/m^3

2.3 DETALLES TIPO.

Para las dimensiones y detalles tipo de la infraestructura de vía se han respetado las especificaciones del proyecto original. La definición estructural de las pantallas de este tramo se ha realizado con la rasante modificada con pendiente de salida del 1.5% y gálibo de 6.00m.

2.4 NIVEL FREÁTICO.

Tal y como se especifica en el proyecto original, se dimensiona la estructura para una posible subida del NF hasta la cota +2.0 por un carrera de marea extrema. Si bien el NF normal se ha considerado a la cota z = +0.50 m.

El procedimiento constructivo requiere de unos achiques de agua entre hastiales para permitir la excavación interior del tramo. Para la acción del agua durante construcción se han considerado leyes de presión de agua análogas a las que se consideraron en el tramo de pruebas (pero manteniendo el nivel de agua entre las pantallas a la cota de máxima excavación), de modo que debe respetarse el mismo esquema de bombeo de agua que se ha definido para ese tramo. Las presiones de agua consideradas pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

3. NORMATIVA CONSIDERADA.

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se han seguido las especificaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE.

Para la definición de acciones en terraplenes adyacentes a las estructuras se han seguido las especificaciones de la Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera (IAP) y del Borrador de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril (BIAPF).

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de las pantallas de este tramo de la traza han sido:

- La acción de las tierras: Empujes.
- La acción del agua: Empujes.
- Posible sobrecarga en el terraplén adyacente a la estructura. (según IAP y BIAPF)

Asimismo, se ha tenido en cuenta el procedimiento constructivo evolutivo, tomando para cada una de las fases intermedias el esquema estático real y se han obtenido los esfuerzos en cada fase como suma de los esfuerzos que aparecen en todas y cada una de las fases intermedias previas a ella.

El dimensionamiento y verificación final de la estructura tiene en cuenta los esfuerzos y movimientos aparecidos a lo largo de todo el procedimiento constructivo, de modo que se garantice el correcto funcionamiento de la misma en cada una de las fases por las que debe pasar hasta alcanzar el estado de entrada en servicio.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón pantallas: HA-25
- Hormigón muros recrecidos HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control:

- Materiales: Hormigón: control estadístico
  Acero pasivo: normal
- Ejecución: intenso

4.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

Todo el cálculo de esfuerzos y movimientos en las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Dicho programa permite simular el procedimiento constructivo evolutivo, las propiedades del terreno por estratos, las presiones de agua, los diferentes esquemas estáticos que aparecen a lo largo del procedimiento constructivo, etc.

Los resultados más relevantes obtenidos del análisis de las pantallas se presentan a modo de resumen en la Nota de Cálculo incluida en esta memoria.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

En este tramo se plantea un procedimiento constructivo para la excavación interior del falso túnel con un nivel de puntales provisionales (Puede consultarse un esquema del procedimiento constructivo en el apartado "PLANOS" de este documento, en el que se definen las cotas de excavación intermedia, las cotas de los puntales provisionales, etc).

Para el procedimiento constructivo descrito se realiza una verificación y dimensionamiento de las pantallas (verificación de tensiones en el terreno y fracción del empuje pasivo máximo movilizado, control de movimientos teóricos y dimensionamiento de las pantallas frente a los estados límites últimos de flexión y cortante), que puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis estructural de las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, están escritos en BASIC y están basados en el libro HORMIGÓN ARMADO de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré.



Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

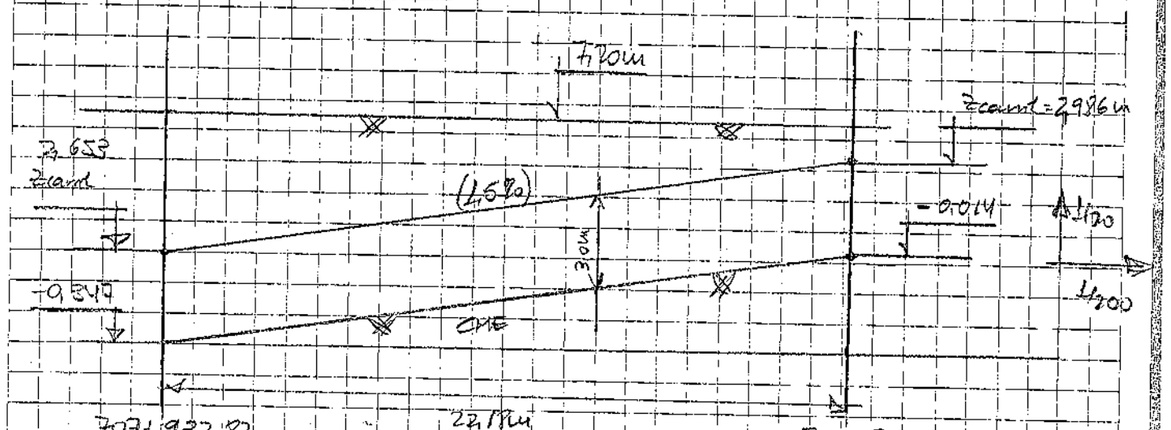
Barcelona, a 29 de abril de 2005

TRAMO FINAL OBRA:

PK 707+932,82 a 707+955

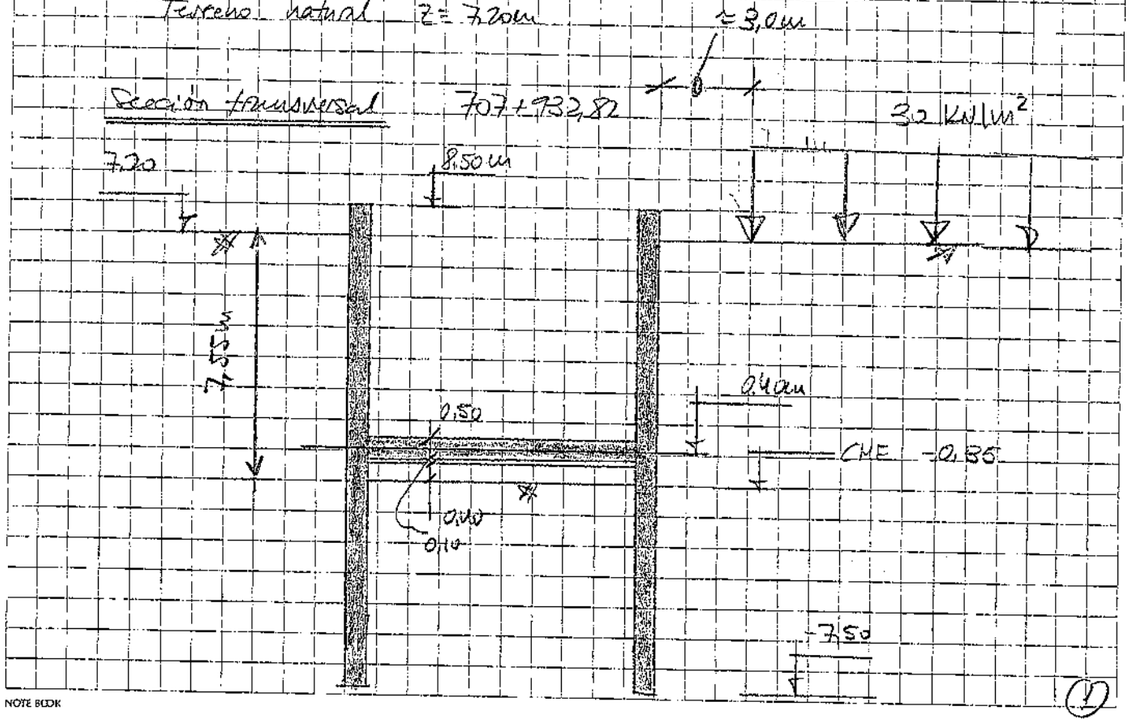
Geometría (Tramo a cielo abierto)

Sección longitudinal



Terreno natural Z= 7,20m

Sección transversal 707+932,82

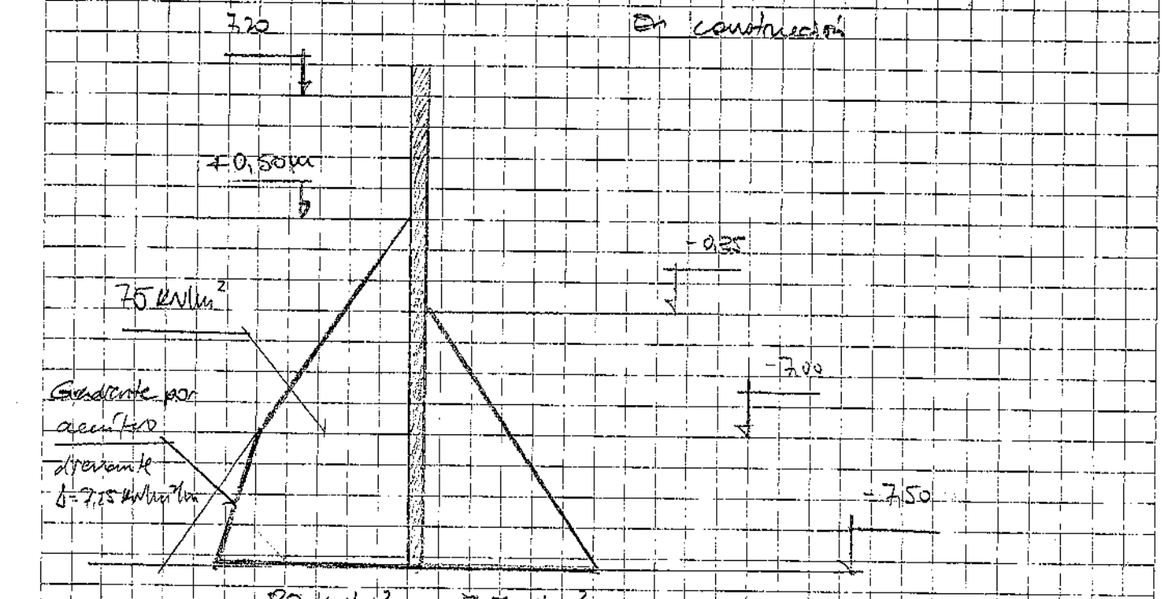


NOTE BOOK

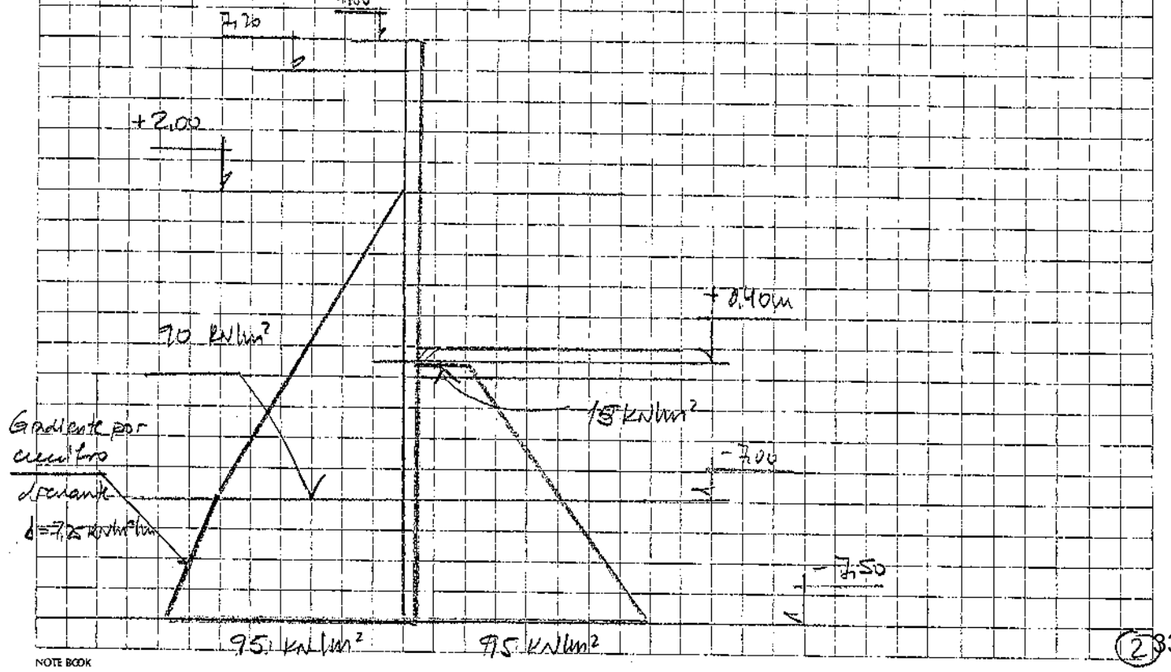
Archivo RIDO TRF1_RIO Trams Final

PRESIONES DE AGUA

En construcción

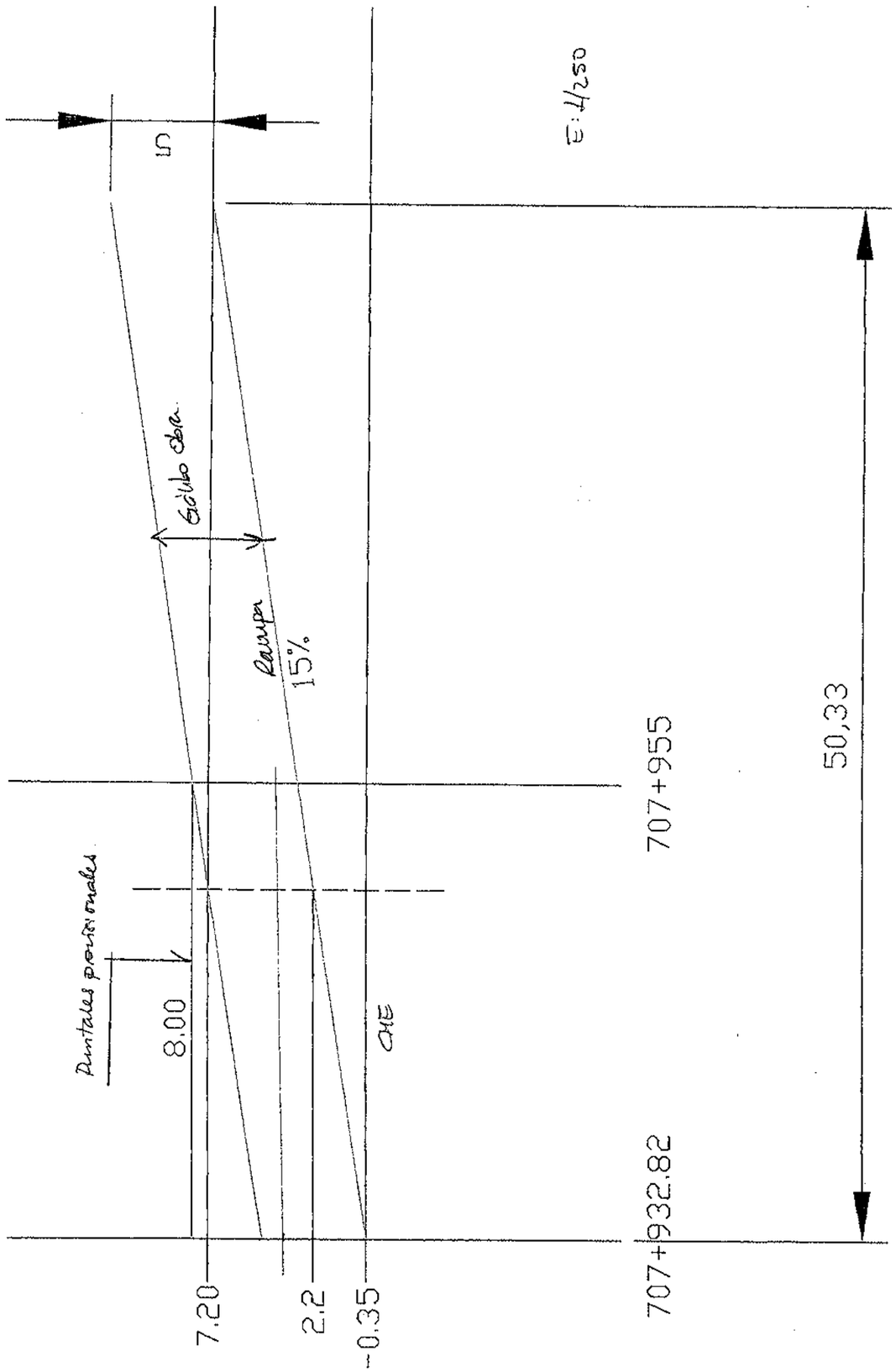


En servicio subida NT por carrera extrema de mareas



NOTE BOOK

PROPUESTA (28-Abril-05)



(2)

Can Tunis 28-Abr-05

K: Calculo de puntales y soleras

i) Puntales

2 HEB240

$A = 2 \times 106\ cm^2 = 212\ cm^2$; $\ell = \frac{11,0}{2} = 5,50m$; $E = 2,1 \cdot 10^5\ MPa$

$K = \frac{EA}{\ell} = \frac{2,1 \cdot 10^5 MPa \cdot 212 \cdot 10^{-4} m^2}{5,50m} = 809,45\ MN/m/puntal$

Hay 1 puntal cada 2,50m

$K_{eq} = \frac{809,45\ kN/m/puntal}{2,50m/puntal} = 323,78\ MN/m/m$

$K_{eq} = 32400\ Tn/m/m$

ii) Losa de fondo

$e = 50cm$

$E = 27765\ MPa$ | $K_\ell = \frac{EA}{\ell} = \frac{27765\ MPa \cdot 0,5 m^2/m}{5,50m} = 2478,5\ MN/m/m$

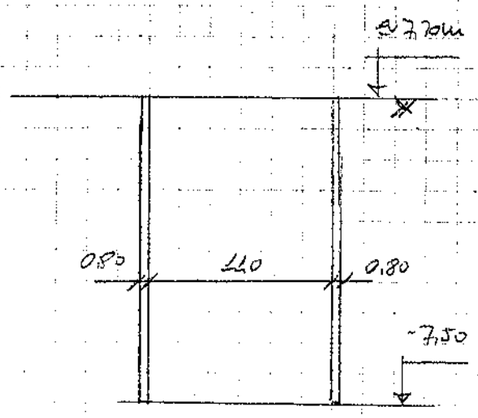
$\ell = 5,50m$

$K_\ell = 247850\ Tn/m/m$

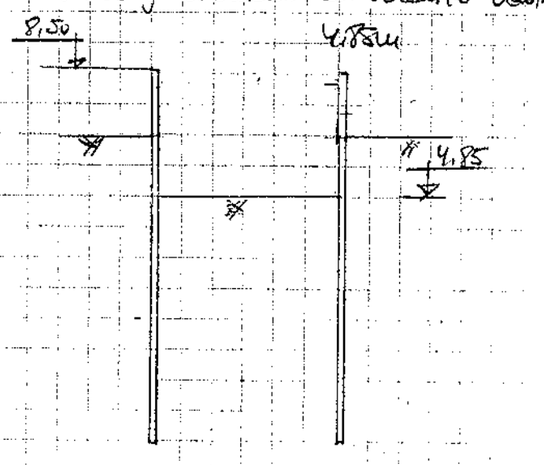
Can Tunis 29-Abr-05

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:

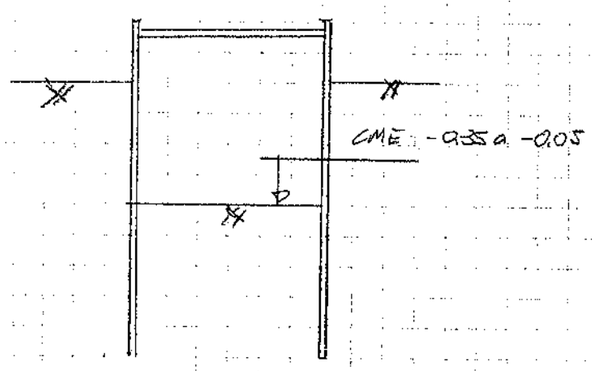
i) Ejecución pantallas + actuación de aguas



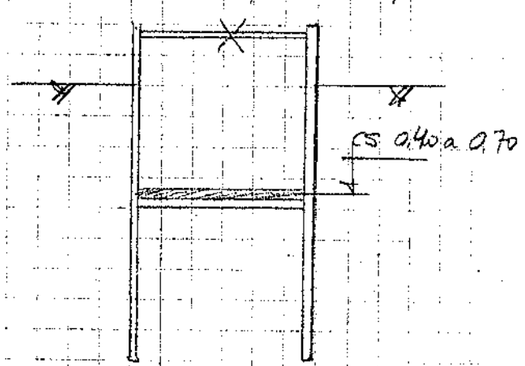
ii) Desbroce pantallas + Limos y excavación en voladizo hasta 4,85m



iii) Excavación hasta CME



iv) Ejecución losa de fondo y retirada de puntal prov.

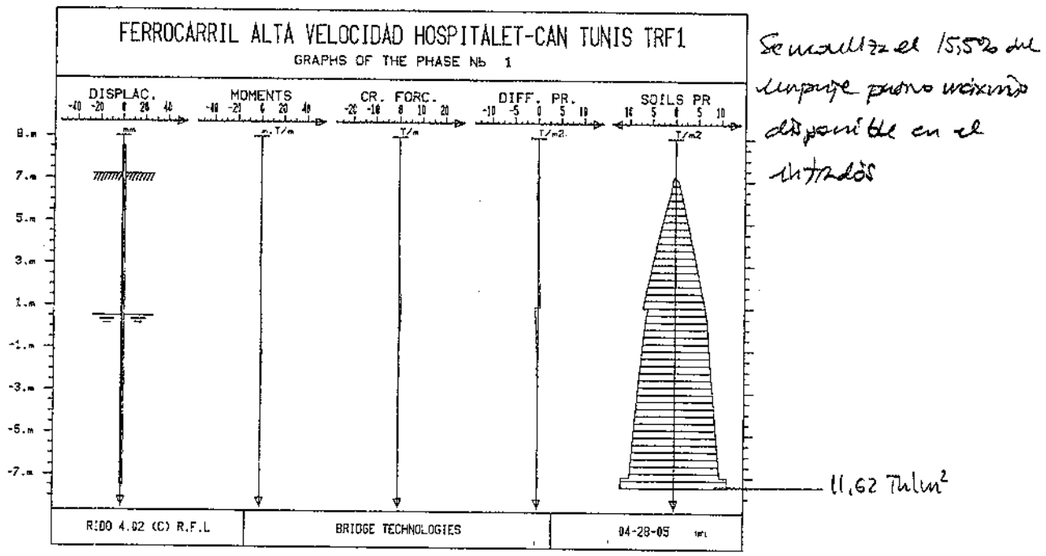



```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS TRF1 *100L*
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA TRAMO FINAL FALSO TUNEL
* RASANTE (UTE)
* CON LA NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J.CARRERA
* SECCION INICIAL 707+932.82
8.5
-7.5 0.8^3*2.726E6/12
7.2
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: ESTADO INICIAL
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
SUB(1) 7.2 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 7.2 3.0 35.0 3.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -7.5 8.0
WAT(2) -0.35 0.0
WAT(2) -7.5 7.5
CAL
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION EN VOLADIZO.
EXC(2) 4.85
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL PROVISIONAL Y EXCAVACION INTERMEDIA HASTA CME
STR 8.0 1.0 0.0 0.0 22400
EXC(2) -0.35
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION LOSA DE FONDO Y RETIRADA PUNTAL PROVISIONAL
STR 0.40 1.0 0.0 0.0 250000.0
STR(0,1)
CAL
* ETAPA 5: SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -7.5 9.5
WAT(2,1) 0.4 0.0 1.5
WAT(2) -7.5 9.5
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

SC tráfico ferroviario en terraplenes.

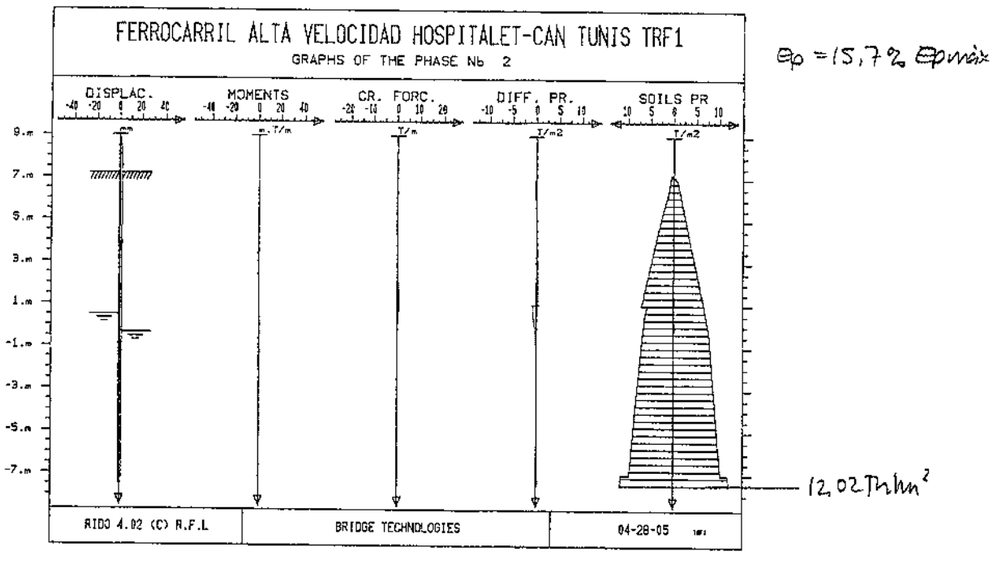
PROCESO CONSTRUCTIVO EN LA ZONA DE FINAL DE OBRA
(707+932.82 A 707+955)
PRESIONES DE AGUA SEGÚN JESÚS CARRERA.

ESTADO PREVIO:



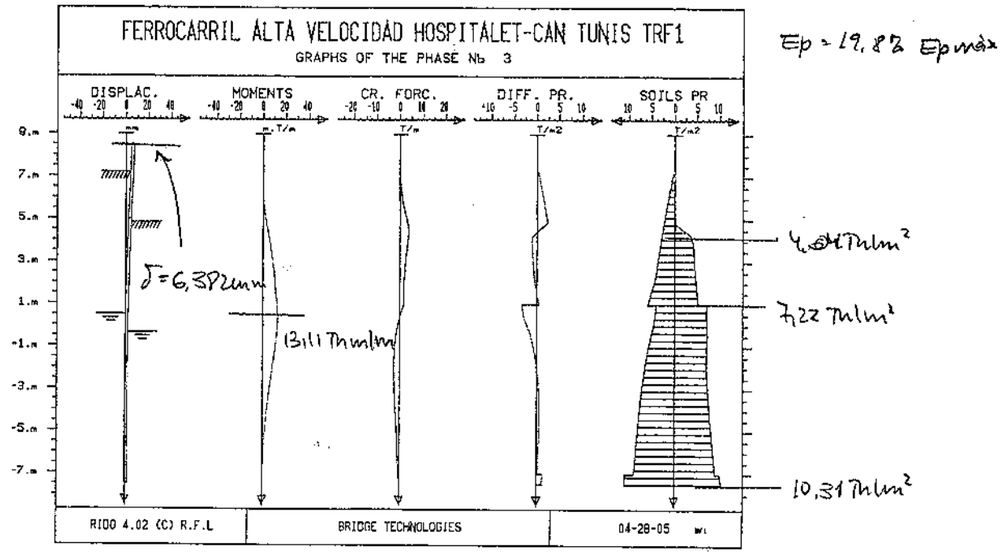
Se modifica el 15,5% de empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



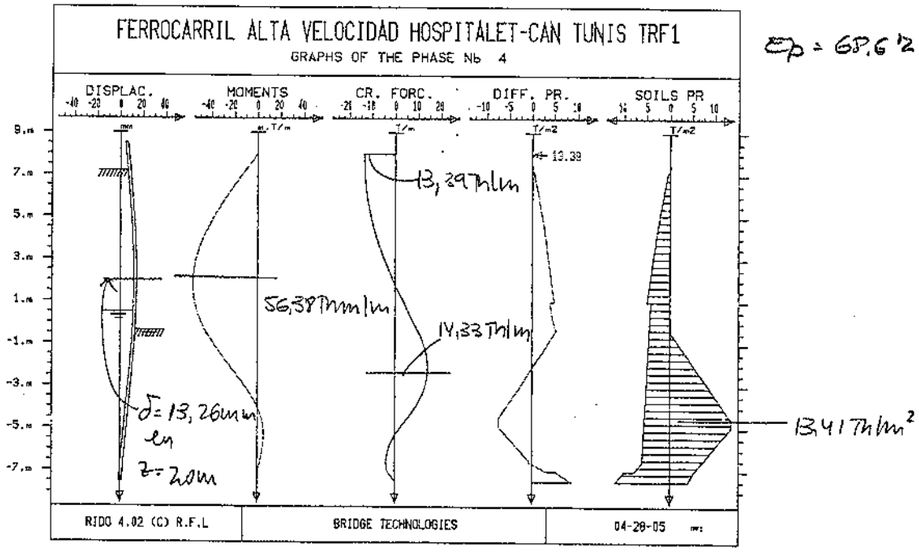
Ep = 15,7% Ep máx

PRIMERA EXCAVACIÓN EN VOLADIZO HASTA Z=+4.85:



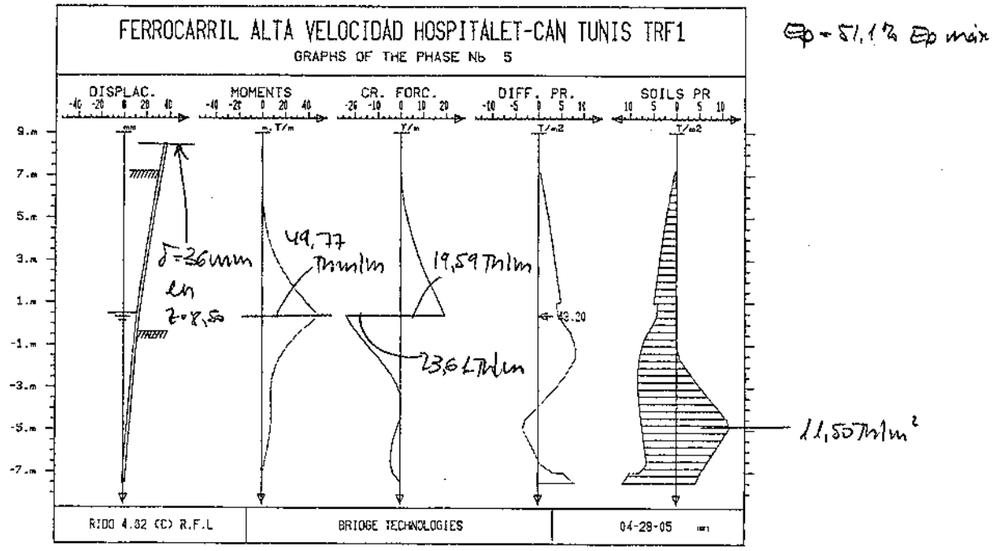
Ep = 19,8% Ep máx

PUNTAL PROVISIONAL EN Z=+8.00 Y EXCAVACIÓN HASTA CME:



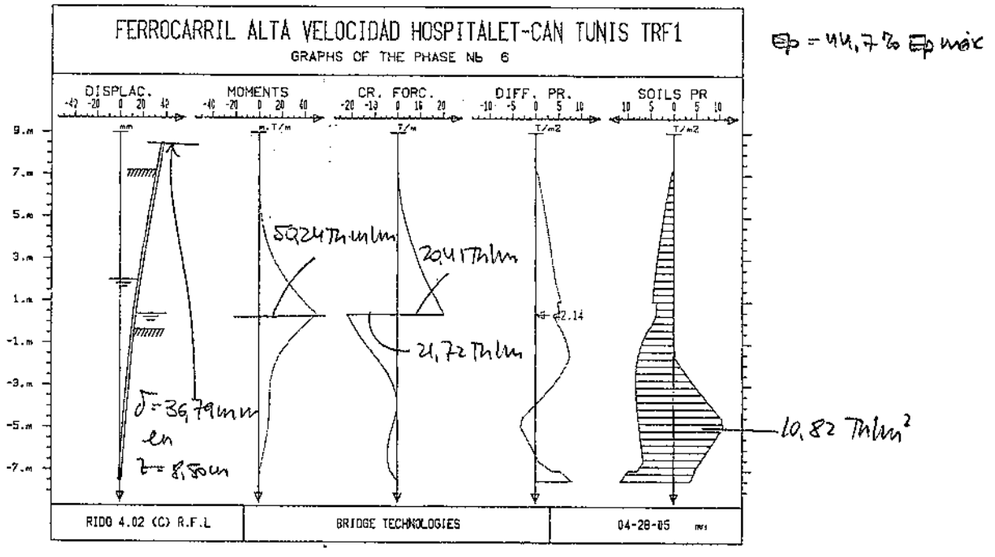
Ep = 68,6% Ep máx

EJECUCIÓN DE LA LOSA DE FONDO Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



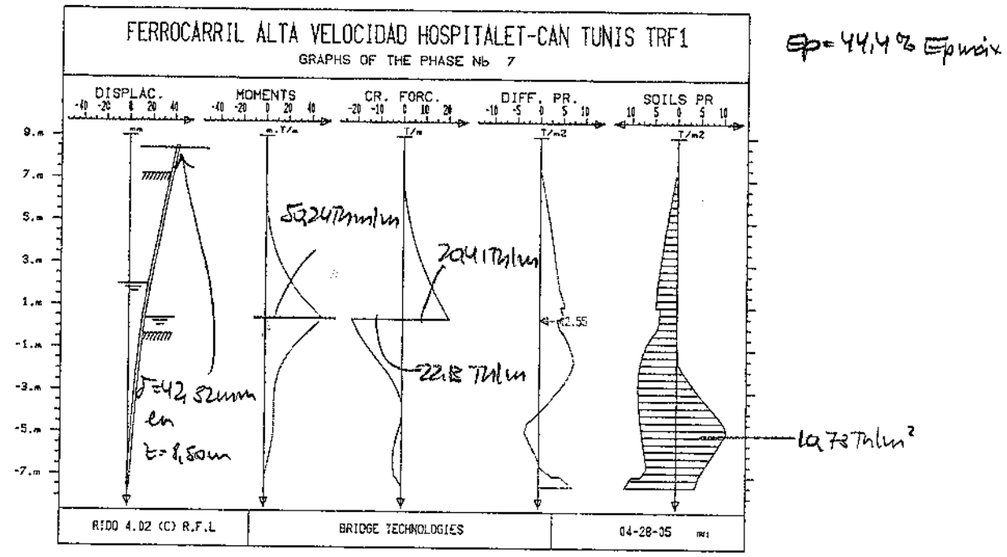
Ep = 57,1 % Ep máx

SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



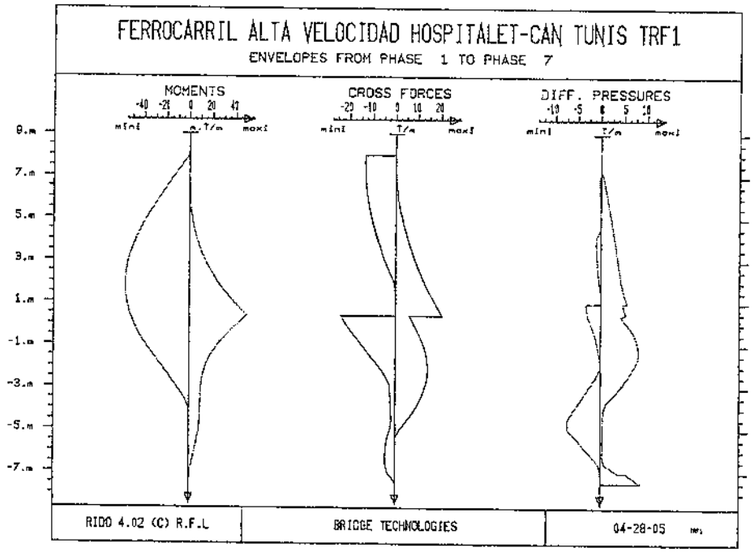
Ep = 44,7 % Ep máx

FLUENCIA:



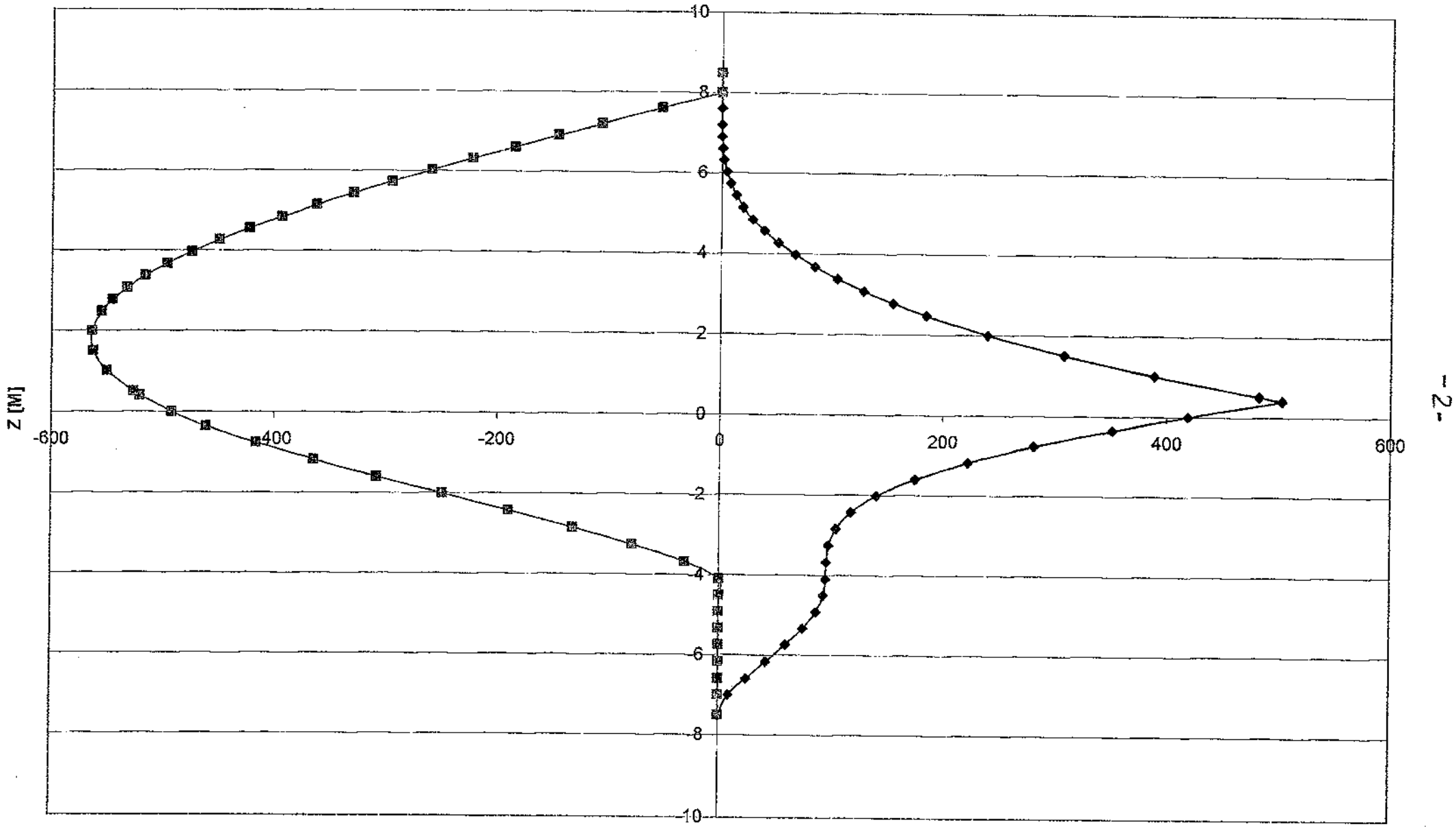
Ep = 44,4 % Ep máx

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS.

ENV ENTE DE MOMENTOS FLECTORES

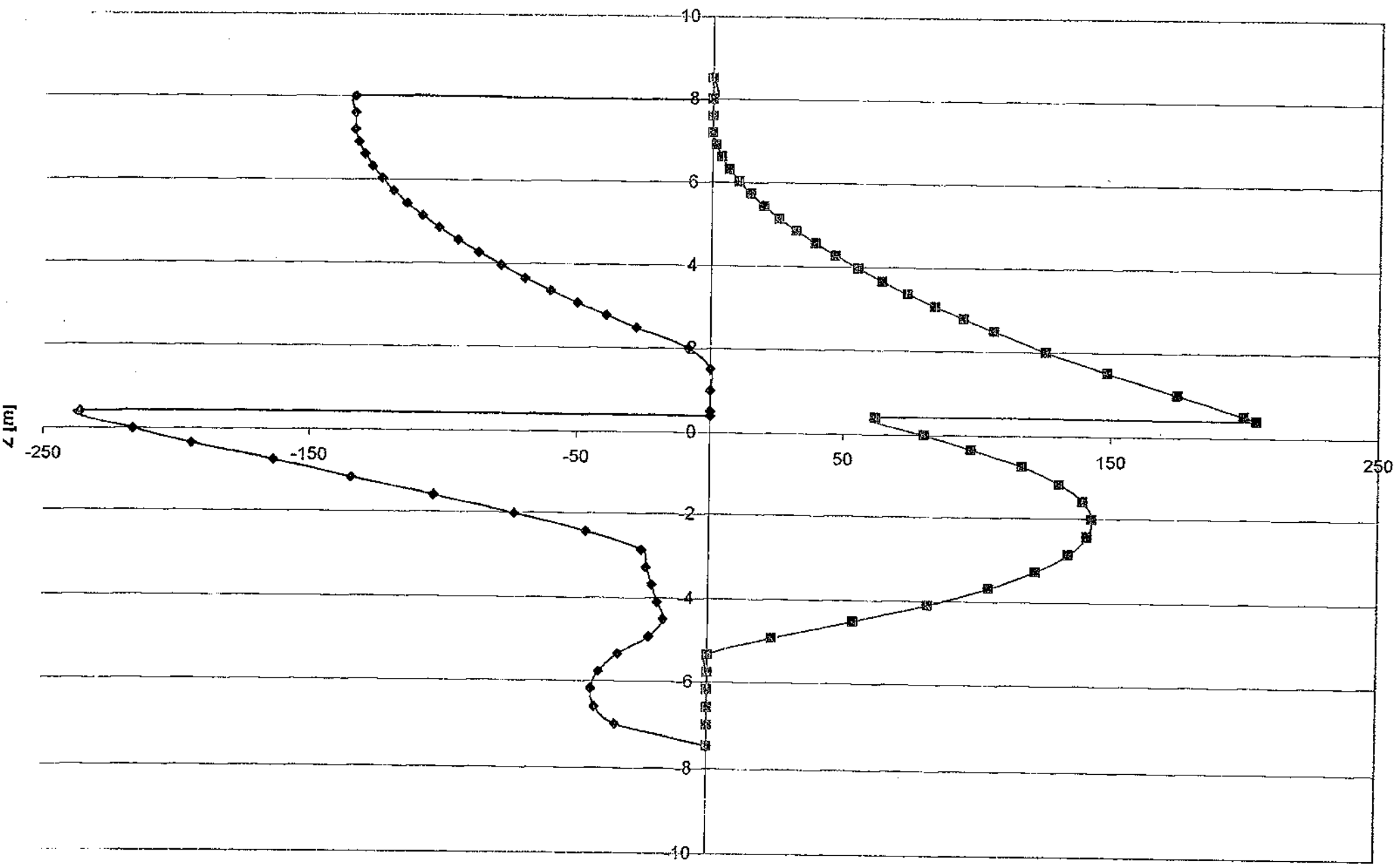


MOMENTO [kN-m/m]

M máx S INICIAL — M mín S INICIAL

TRAMO FINAL OBRA 707+932 a 707+955
28/04/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

V mín S INICIAL — V máx S INICIAL

TRAMO FINAL OBRA 707+932 a 707+955
28/04/2005

NOTAS DE ARMADO.

I) FLEXIÓN:

Ia) INTRADÓS

Dia de momento $m_k = 565$ KN.m/m

$m_d = 1,50 \cdot 565 = 847,5$ KN.m/m

Dimensionamiento con programas BA62

$A_s \geq 33,11$ cm²/m ← se cubre con 5+2 Φ25 pmd

(h=0,80m, b=1,00m; r=0,15m)

A_s disp = 34,363 cm²/m

$m_u = 1892,38$ KN.m/m (CSA = 2,05)

$X = 0,203d$ ← Falla dúctil, falla por el acero en tracción

· Momento último con 5Φ25 pmd

A_s disp = 24,545 cm²/m

$m_u = 696,2$ KN.m/m

$m_{u,k} = 464,13$ KN.m/m

Si tiene $m_k \leq 460$ KN.m/m para:

$z \geq 4,50$m

$z \leq -0,50$m

los Φ25 se retiran antes luego hasta

$z = 4,50 + \frac{1,00}{l_{b\,\Phi25}} + \frac{0,80}{d} + \frac{0,50}{\text{empotramiento}} = 6,80$m

$z = -0,50 - 1,00 - 0,80 - 0,80 = -2,50$m

NOTE BOOK

Os: dimensión en la última hilada de cortante

$v_k = 135$ KN/m

$v_d = 1,50 \cdot 135 = 202,5$ KN/m

dimensión en la última hilada de cortante

$A_s \geq \frac{v_d}{f_{yd}} \cdot \frac{\text{a } 202,5 \text{ KN/m}}{434,8 \text{ MPa}} = 4,66$ cm²/m

se cumple sobradamente

Ib) TRASDÓS:

· Dia de momento:

$m_k = 502,5$ KN.m/m

$m_d = 1,50 \cdot 502,5$ KN.m/m = 753,75 KN.m/m

Dimensionamiento con programas BA62

$A_s \geq 27,56$ cm²/m ← se cubre con 6Φ25 pmd

A_s disp = 29,454 cm²/m ; $m_u = 825,77$ KN.m/m

$m_{u,k} = 550,51$ KN.m/m (CSA = 1,10 OK!)

II) CORTANTES:

· Dia de cortante

$v_k = 235$ KN/m

$v_d = 1,50 \cdot 235$ KN/m = 352,5 KN/m

A_s = 24,545 cm²/m (cuan mínimo, en tracción)

Dimensionamiento con programas BA62

$A_\alpha \geq 5,864$ cm²/m/m ← se cubre con ramas Φ12 a 0,15

(12,064 cm²/m/m)

$V_u = 579,89$ KN/m (CSA = 1,47 OK!)

Cortante dentro de la viga de coronación

Cortante en apoyo en puntales provisionales

V_k = 135 KN/m

V_d = 1,50 · 135 KN/m = 202,5 KN/m

Dimensionamiento con programa D782

A_s = 24,545 cm²/m (Cuantía mínima) → $A_d \geq \frac{0,00 \text{ cm}^2/\text{m}}{q}$

b = 1,00; h = 0,80; r = 0,07

No hace falta armadura de cortante

Cortante última sin armadura de cortante

V_{u3} = 263,90 KN/m > V_d = OK (No hace falta armadura cortante)

VIGA DE CORONACIÓN (dentro del canto del muro)

Reacción de los puntales provisionales:

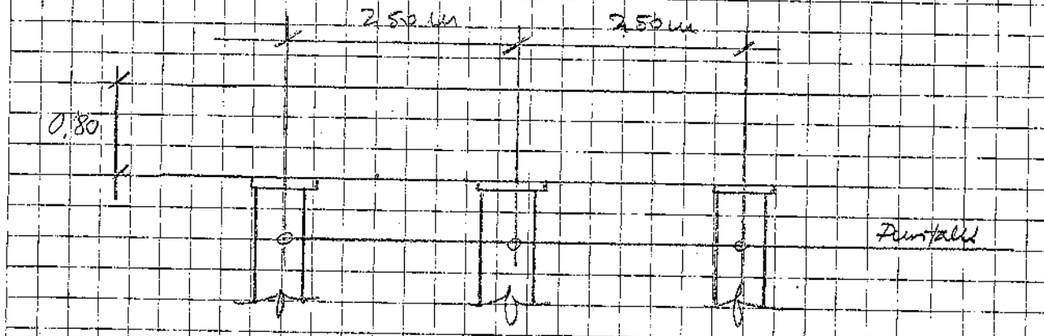
N_k = 13,40 Tn/m = 134 KN/m

N_d = 1,50 · 134 = 201 KN/m

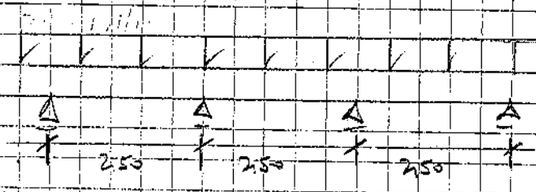
1 puntal cada 2,50 m

N_d = 2,50 · 201 = 502,5 KN/puntal

Esquema:



Relación luz/canto = $\frac{2,50}{0,80}$ = 3,125 > 2,50 → Comportamiento como viga



$M^{+q} = 0,08\, q_d \cdot \ell^2$ $\quad V = 0,605\, q\ell$

$M^{+g} = 0,105\, q_d \cdot \ell^2$

- Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04\, A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1,0 \cdot \frac{25/1,50}{434,8} = 15,33 \text{ cm}^2$ (5 ϕ 20)

- Momento último con 5Ø20 $A_s = 15{,}71\ cm^2$

$M_u = 482{,}17\ KN\cdot m$

$d = 0{,}80;\ b = 1{,}00;\ r = 0{,}07$

- $M_d = 0{,}105\ q_d \cdot l^2 = 0{,}105 \cdot 250\ KN/m \cdot 2{,}5^2 = 164{,}06\ KN\cdot m$

El limitante la cuantía mínima para evitar falla frágil.

- $V_d = 0{,}605 \cdot 250\ KN/m \cdot 2{,}50m = 378{,}125\ KN$ ← El cortante en el apoyo, uno del lado izquierdo.

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s = 15{,}71\ cm^2$

$b = 1{,}00;\ h = 0{,}80m;\ r = 0{,}07m$

$A_d \geq 8{,}03\ cm^2/m$

- Cualquier reacción del muro sobre la viga

$r_d = 250\ KN/m$

$\rightarrow A_s \geq \frac{r_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}250\ MN/m}{400\ MPa} = 6{,}25\ cm^2/m$

Total de armadura transversal a disponer

A_d:	Cortante	$8{,}02\ cm^2/m$
	Cualquier	$6{,}25\ cm^2/m$
	Total...	$14{,}28\ cm^2/m$

Se dispone 1 c Ø16 a 0,25

Limitaremos en la separación de cargas

- Confinamiento bielas comprimidas

$V_{ul} = 3652\ KN$

$V_d \leq \frac{1}{5} V_{ul} = 730\ KN$ ($V_d = 378\ KN$ OK!)

$S_t \leq 0{,}80d \leq 300mm$ $0{,}80d = 0{,}80 \cdot 0{,}80 = 0{,}64m$

- Figuran:

$V_{ac} = 195\ KN$ $\rightarrow (V_d - 3V_{ac}) < 0 \rightarrow S_t \leq 300mm$ OK!

Cuantía mínima cuando uno: 32 %.

$A_c = 0{,}80\ cm^2/m$

$A_s \geq 0{,}80 cm^2/m \frac{3{,}2}{1000} = 25{,}6\ cm^2/m \rightarrow 12{,}8\ cm^2/m$ Cada

Se cubre con Ø16 a 0,15

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

TRAMO DE CRUCE CON EL PASO SUPERIOR Y TRAMO FINAL.

PK: 707+830.00 a 707+955.00

LOSA DE FONDO.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de. ENTRADA
Nº Reg. 2367
Fecha. 21/07/05
CAN TUNIS-0-CT-C-097no

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 18 de julio de 2005

MEMORIA

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TRAMOS:

- CRUCE PASO SUPERIOR.
- TRAMO FINAL.

LOSA DE FONDO.
707+830 a 707+955

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Se trata de la losa de fondo del tramo del Falso Túnel de Can Tunis comprendido entre los PK: 707+830 y 707+955 de la traza, correspondiente a los Tramos de Cruce con el Paso Superior y Final de Obra.

La losa de fondo entre hastiales es de anchura constante igual a 11.0m.

Dado que la losa de fondo en este tramo es bastante somera, las presiones de agua debidas a la subpresión de agua no son muy elevadas y no es necesario ejecutar una contrabóveda. Basta con una losa de fondo plana de canto constante.

Se ha realizado una subdivisión del tramo en dos zonas:

- Tramo 1: desde el PK: 707+830 al 707+880. Losa plana de 0.55m de canto.
- Tramo 2: desde el PK: 707+880 al 707+955. Losa plana de 0.50m de canto.

En ambos casos, para conectar entre si dos tramos de losa de fondo se realizarán las correspondientes llaves de cortante que permitan compatibilizar los movimientos de los dos tramos de losa que se unen y dificulten la entrada de aguas por la junta.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1. DETALLES TIPO

Para las dimensiones y detalles tipo de la sección entre hastiales y de la infraestructura de vía se han respetado las especificaciones del Proyecto Original.

2.2. NIVEL FREÁTICO.

Tal y como se especifica en el proyecto original, se dimensiona la estructura para una posible subida del NF hasta la cota +2.0 por un carrera de marea extrema, si bien el NF normal se encuentra a la cota $z = +0.50$ m.

2.3. ACCIONES.

Se realiza un cálculo completo de la losa de fondo de este tramo.

Las hipótesis de cálculo que se ha adoptado para el análisis de la losa de fondo son coherentes con las acordadas en la reunión mantenida con la Dirección de Obra y su Asistencia Técnica el 15 de septiembre de 2004, de la cual se destaca:

- La rigidez del apoyo de la contrabóveda sobre el terreno se toma en cuenta en base a un coeficiente de balasto de 2000 Tn/m^3
- Se considera la totalidad de la reacción de apoyo de las pantallas sobre la losa de fondo, obtenida del análisis teórico de éstas últimas (Ver Nota de Cálculo correspondiente).

Las acciones tenidas en cuenta para el análisis de las pantallas son (Ver Nota de Cálculo adjunta a esta memoria):

- Peso propio.
- Cargas permanentes.
- Axil transmitido por las pantallas.
- Cortante transmitido por las pantallas (descenso global de la estructura).
- Subpresión de aguas.
- Tráfico sobre la losa de fondo.

Dada la esbeltez de la losa de fondo se han tenido en cuenta las amplificaciones de momentos flectores previstas en EHE para evaluar los efectos de segundo orden de forma simplificada.

Todas las comprobaciones pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

3. CRITERIOS DE CÁLCULO.

3.1 NORMATIVA CONSIDERADA

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se han seguido las especificaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE.

Para la definición de la acción del tráfico ferroviario sobre la losa de fondo se han seguido las especificaciones del Borrador de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril (BIAPF).

3.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón losa de fondo: HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control:

- Materiales: Hormigón: control estadístico
  Acero pasivo: normal
- Ejecución: intenso

4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

El procedimiento constructivo de la losa de fondo es el habitual: Tras la excavación hasta C.M.E. con ayuda de puntales provisionales se ejecuta la losa de fondo y, una vez esta ha alcanzado la resistencia requerida, se procede a la retirada de puntales.



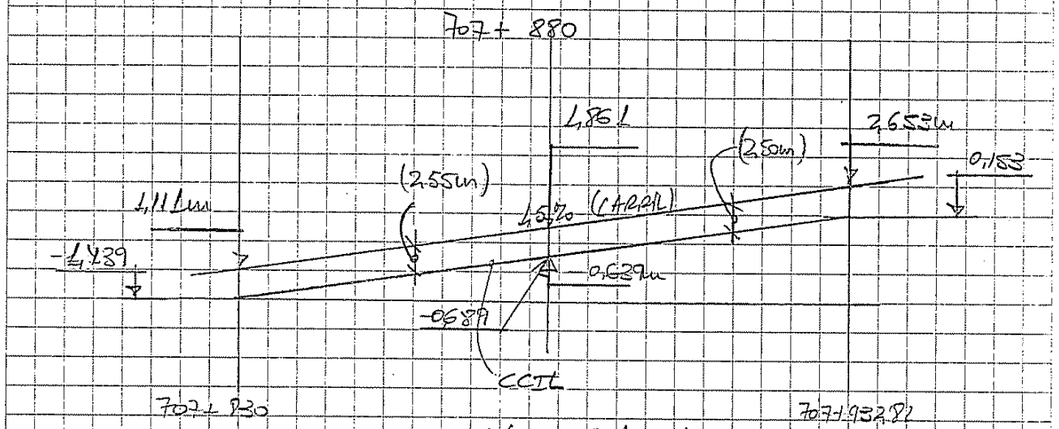
Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 18 de julio de 2005

LOSA DE FONDO. TRAMO DE CRUCE CON EL PASO SUPERIOR

Y TRAMO FINAL OBRA. [707+830 a 707+955 L_{total} = 125m]

Cota carril:

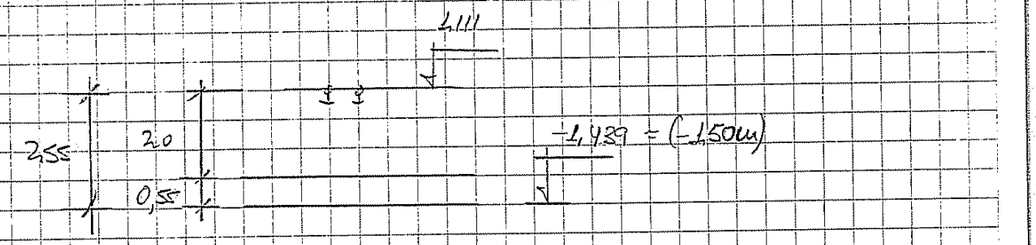


ACCIONES:

- Peso propio
- Carga permanente
- Axil transmitido por las pantallas
- Subpresión de agua
- Tráfico sobre la contrabóveda

SUBPRESIÓN MÁXIMA EN CONTRABÓVEDA

Tramo lineal 707+830 a 707+880



NF pésimo: en z = +2,00

Columna de agua sobre la contrabóveda: 2,00 + 1,50 = 3,50m

Luz de cálculo ℓ = 11,0m

$$\frac{L_{tramo\ 707+830\ a\ 731+880}}{L_{tramo\ Pantalla}} = 32,1\ \%$$

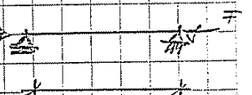
REACCIÓN DE LAS PANTALLAS SOBRE LA CONTRABÓVEDA

Tramo 707+830 a 707+880

$r_{máx}$ =	695 KN/m
$r_{mín}$ =	270 KN/m

EFECTOS DE 2º ORDEN

Esquema estático:



$I = \frac{1}{12} 0,55^3 \cdot 1,00 = 0,0139$

$A = 0,55\ m^2$

$i = \sqrt{I/A} = 0,159$

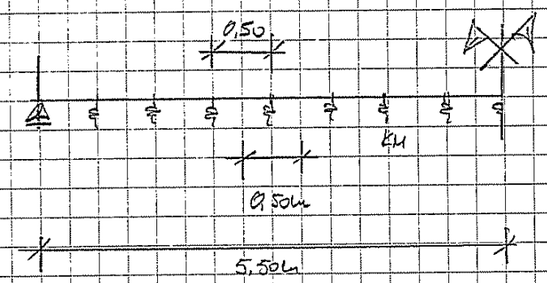
Esbeltez: · mecánica: $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{11,0\ m}{0,159} = 69,29$

· geométrica: $l_0 = \beta \ell = 1,0 \cdot 11,0 = 11,0m$

Si puede usar el método aproximado de EHE

$35 \leq \lambda \leq 100$

Simulación del contacto con el terreno:



$K_H = K_b \cdot t = 20000\ kN/m^3 \cdot 0{,}50\ m^2/m = 10000\ kN/m/m$

$\boxed{K_H = 10\,000\ kN/m/m}$

Acciones:

- Peso propio: Generado automáticamente
- Cargas permanentes:
  - Relleno de 1,30 m de hormigón pobre ($\gamma = 23{,}0\ kN/m^3$)

    $g_{2,1} = 1{,}30\,m \cdot 23\ kN/m^3 = 29{,}9\ kN/m^2 \approx 30\ kN/m^2$

  - Pavimento + vías $e = 0{,}70$ ($\gamma = 18\ kN/m^3$)

    $g_{2,2} = 12{,}6\ kN/m^2$

  Total cargas permanentes: $g_{2,t} = 42{,}6\ kN/m^2$ — se toma $45\ kN/m^2$

- Tráfico

  $q_{eq} = 30\ kN/m^2$ (Ver Nota de Cálculo de la Contratación del Tramo de Prueba)

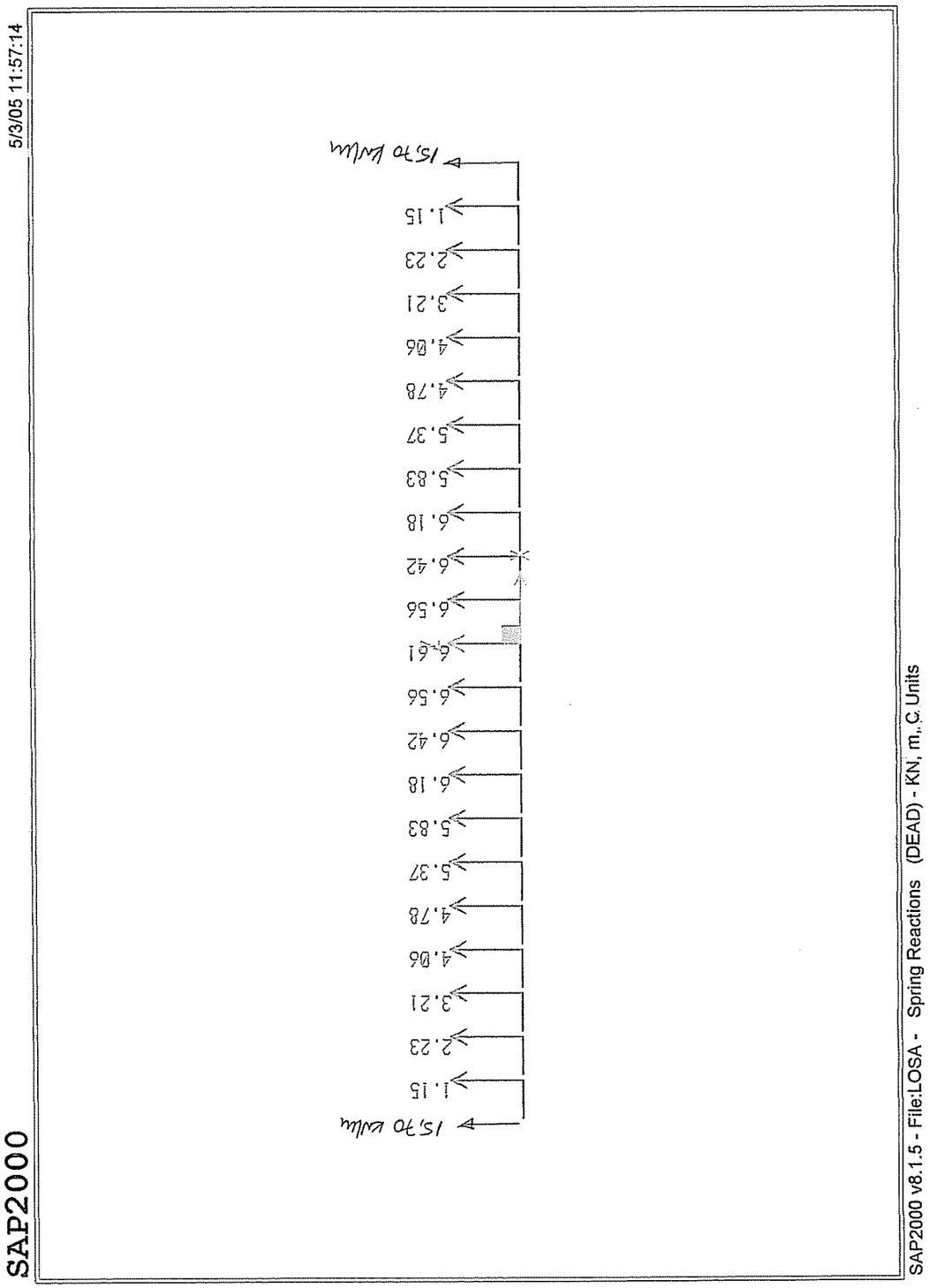
  Coeficiente de clasificación: $K = 1{,}21$

  Coeficiente de amplificación dinámica: $\phi = 1{,}40$ (con Relleno)

  $q = 30 \times 1{,}21 \times 1{,}40 = 50{,}82\ kN/m^2$ $\quad q = 50\ kN/m^2$

(3)

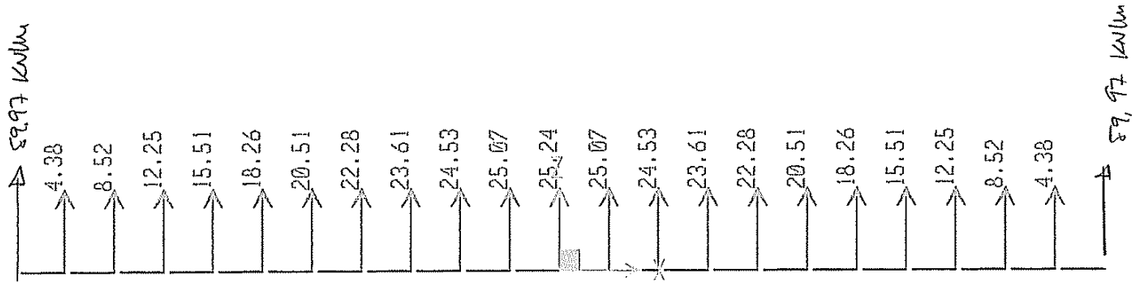
NOTE BOOK



(4)

SAP2000

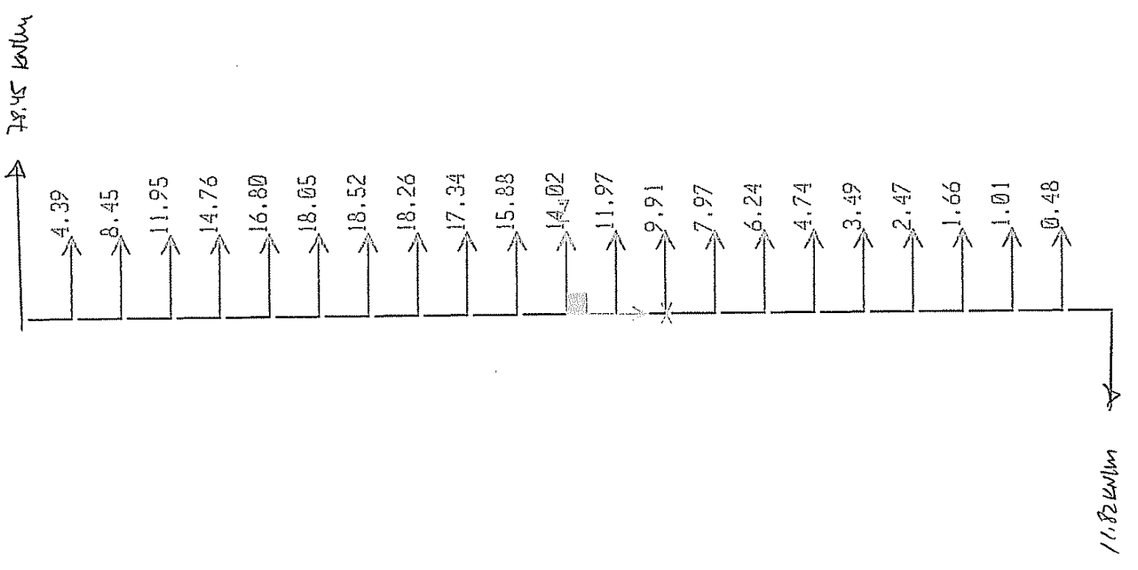
5/3/05 11:57:51



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSA - Spring Reactions (G2) - KN, m, C Units

SAP2000

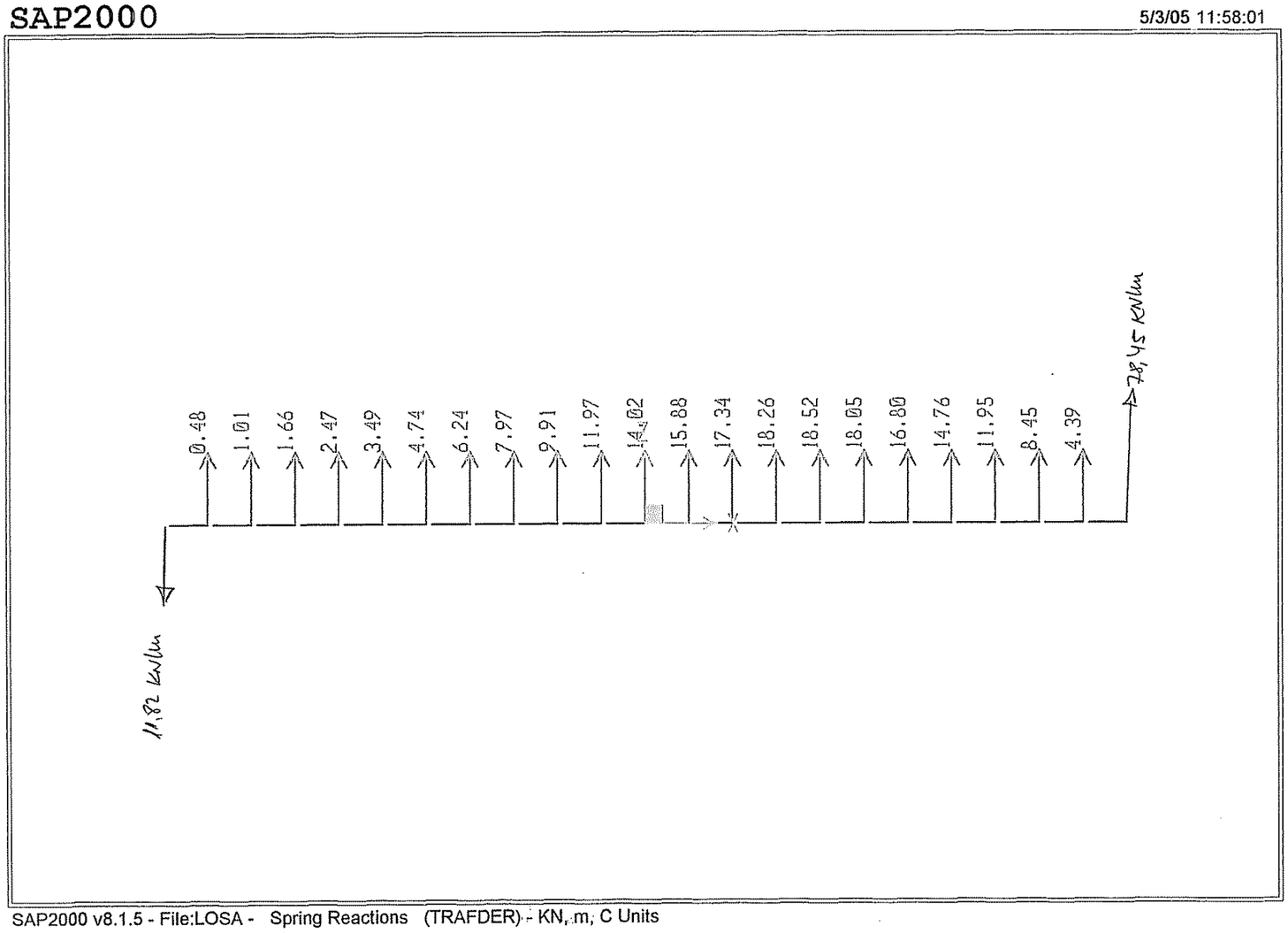
5/3/05 11:58:10



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSA - Spring Reactions (TRAFIZQ) - KN, m, C Units

SAP2000

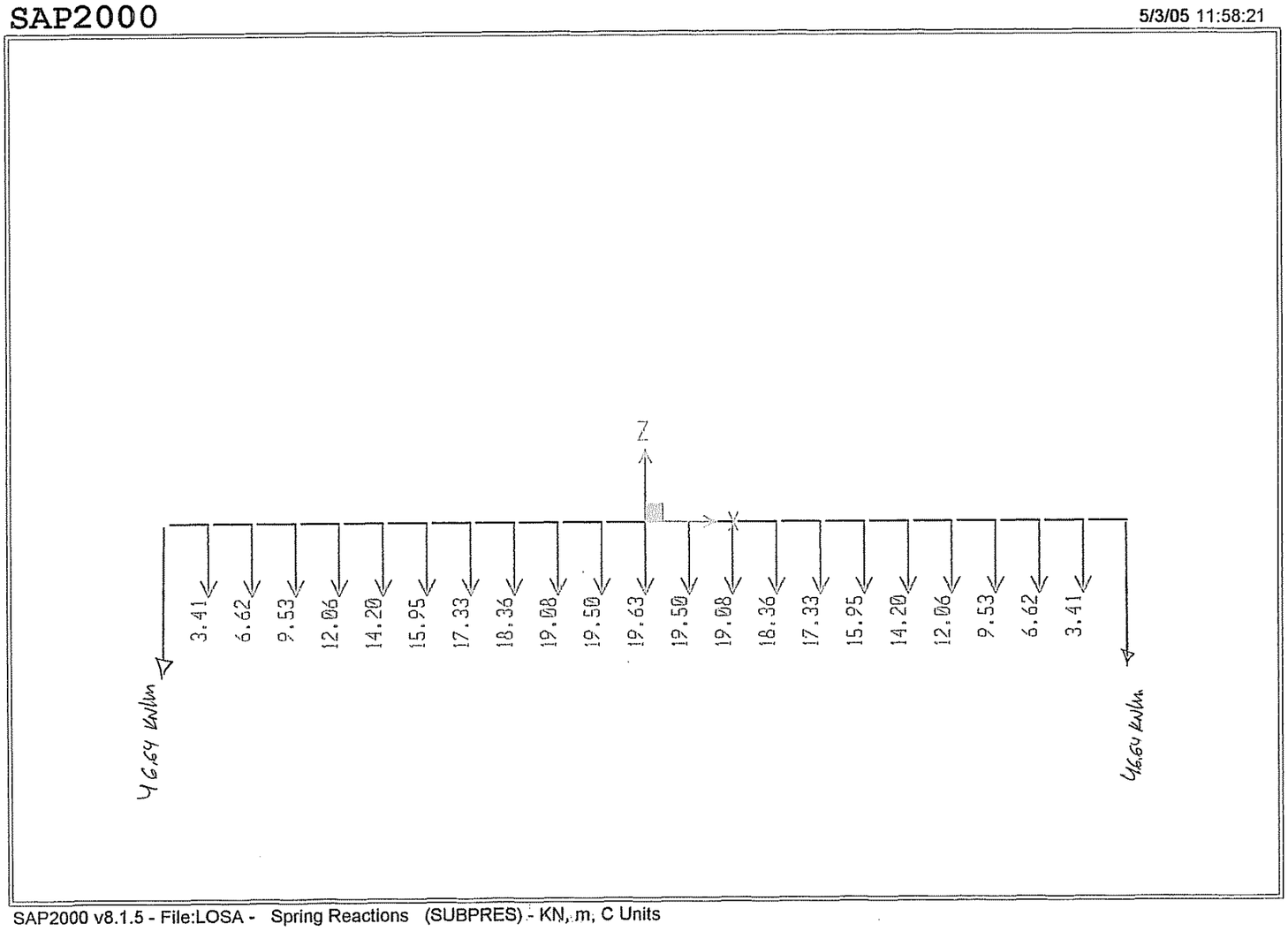
5/3/05 11:58:01



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSA - Spring Reactions (TRAFDER) - KN, m, C Units

SAP2000

5/3/05 11:58:21



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSA - Spring Reactions (SUBPRES) - KN, m, C Units

DIMENSIONAMIENTO:

a) Máxima flexión negativa

La máxima flexión negativa corresponde a:

- Peso propio
- Máxima subpresión de aguas
- Reacción en las pantallas sobre la losa

Determinación del esquema estático

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que éste está totalmente "fraccionado"

— Apoyo LOSA 1 SOB (en LOSA FONDO)

El terreno está fraccionado — Sólo quedan los anclajes que aseguran el contacto.

FLEXIÓN

COMB 1: 1,00 g + 1,50 Subpresión.

$M_d^{co} = -586,09$ KN.m/m $U = 0,55$; $\Gamma = 0,05$ (recubrimiento mecánico)

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s \geq 30,75$ cm²/m → con axil nulo

$A_s \geq 28,16$ cm²/m → con axil mínimo 270 kN/m → sin pandeo EHE

$A_s \geq 24,75$ cm²/m → con axil máximo 695 kN/m

$\text{Axil reducido } \nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{0,695 \text{ MN/m}}{0,55 \text{ m}^2/\text{m} \cdot 25/1,5 \text{ MPa}} = 0,0834$ — el axil es favorable

Método aproximado pandeo EHE (Art. 43.5.2)

$e_{tot} = e_c + e_a + e_2$

$$e_a = (1 + 0,12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20 e_c}{h + 10 e_c} \frac{l_0^2}{50 i_c}$$

$l_0 = \beta \cdot l = 2,0 \cdot 11,0 = 11,0$ m

$i_c = \sqrt{I/A} = 0,159$ m

$\varepsilon = 0,0045$

$\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{500/1,15}{2,0 \cdot 10^5} = 0,002174$

$\beta = 1,00$ (Factor de cansado)

$e_c = e_2$ (excentricidad máxima de cálculo) Soporte trasladados (del lado seguro)

a) Mínimo axil

$M_d = 586,1$ KN.m/m
$N_d = 270$ KN/m
} $e_2 = 2,171$ m

Sustituyendo valores:

$$e_a = (1 + 0,12 \cdot 2,0)(0,002174 + 0,0045) \cdot \frac{0,55 + 20 \cdot 2,171}{0,55 + 10 \cdot 2,171} \cdot \frac{11^2}{50 \cdot 0,159}$$

$e_a = (1,24)(0,006674)(1,975)(15,72) = 0,2247$

Con lo cual $e_{total} = e_c + e_a = e_2 + e_a = 2,171 + 0,225 = 2,396$ m

→ $N_d = 270$ KN/m

$M_d = 270$ KN/m · 2,396 m = 646,92 KN·m/m

→ $A_s \geq 21,9$ cm²/m

b) máximo axil

$n_d = 586,1$ KN·m/m
$n_d = 695$ KN/m
$\Rightarrow e_2 = 0,843$ m

$e_a = 1,12 \cdot 0,006674 \cdot \frac{0,55 + 20 \cdot 0,843}{0,55 + 10 \cdot 0,843} \cdot 15,22 = 0,7206$ m

con lo cual $e_{total} = 0,843 + 0,7206 = 1,064$ m

$n_d = 695$ KN/m
$n_d = 695$ KN/m $\cdot$ 1,064 m $= 739,29$ KN·m/m
$\Rightarrow A_s \geq 34,08$ cm²/m

Se disponen $\phi 25$ a 0,15 ($32,72$ cm²/m)

Por el caso b) hay una disminución del 40% de armadura pero debe tenerse en cuenta que corresponde a una zona de marca extrema y a un estado de contracción (sin el relleno de hormigón pobre)

CORTANTES:

Tomando el cortante a 1 canto útil del apoyo directo

$v_d = 193,75$ KN/m
$A_s = 32,72$ cm²/m
$\Rightarrow A_\alpha = 0,00$ cm²/m/m

$v_{u_2} = 240$ KN/m ← cortante último sin armadura de cortante

Reacción en el apoyo

$r_d = 213,13$ KN/m

Cualquiera de la reacción: $A_s \geq \frac{r_d}{f_{yd}} = \frac{0,21313 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 5,33$ cm²/m

Se cubre con 1 ganchos $\phi 10$ a 0,15 ($A_s = 5,33$ cm²/m)

Se disponen 2 planos de 0,20 de 1 ganchos $\phi 10$ a 0,15

b) Máxima flexión positiva

La máxima flexión positiva corresponde a:

- Peso propio
- Cargas permanentes
- Tráfico en ambas vías
- Reacción de las pantallas sobre la losa

↳ Como no es significante no se considera la combinación en la Subpresión del lado seguro.

Determinación del esquema estático:

Tomando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que éste está totalmente comprimido

→ Archivo SAP "LOSA SOBRE" (en LOSA FONDO)

FLEXIÓN

COMB2: $1{,}35 g_1 + 1{,}35 g_2 + 1{,}50$ [tráfico izqda. + tráfico dcha.]

$M_{yd}^{>0} = 233$ kN·m/m

dimensionamiento con programas BASE

$A_s \geq 11{,}16$ cm²/m ← Si cuba con $\phi 16$ a 0,15 (OK!)

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0{,}04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 0{,}55 \cdot \frac{25/1{,}50}{434{,}8} = 8{,}43$ cm²/m

(13)

NOTE BOOK

CORTANTE

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde de apoyo

$V_d = 167{,}60$ kN/m
$h = 13{,}41$ cm²/m
$\Big\}$ $A_s \geq 0{,}00$ cm²/m/m

Cortante último sin armadura de cortante: $V_{u2} = 154{,}70$ kN/m

Reacción en el contacto con las pantallas:

$V_d = 230{,}75$ kN/m

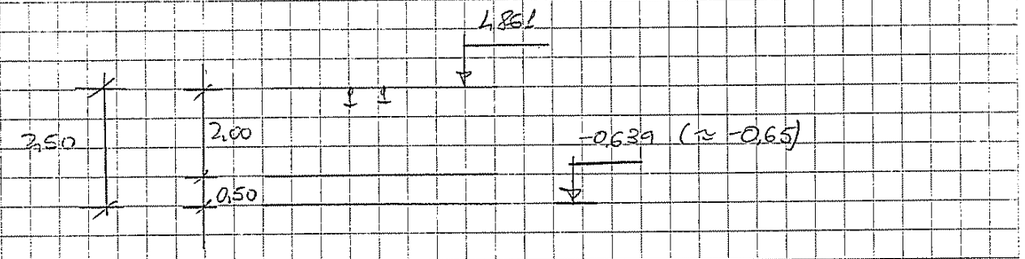
cualquier reacción: $A_s \geq \frac{0{,}22075 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 5{,}18$ cm²/m

(14)

NOTE BOOK

SUBPRESIÓN MÁXIMA EN CONTRABÓVEDA

Tramo final 707+980 a 707+955



NF Pésimo en z = +2,00m

Columna de agua sobre contrabóveda 2,00 + 0,65 = 2,65m

En z de Cálculo: ℓ = 11,0m

$$t_{tramo\ 707+980\ a\ 707+955} = 25\%\ t_{tramo\ Pantalla}$$

ACCIONES:

- Peso propio
- Cargas permanentes
- Tráfico (sobrecarga)
- Subpresión de aguas

⇓

Ver tramo anterior.

PANDEO EHE:

$$I = \frac{1}{12} 0{,}5^3 \cdot 1{,}00 = 0{,}01042 \qquad A = 0{,}50\,m^2$$

$$i = \sqrt{I/A} = 0{,}1443$$

DIMENSIONAMIENTO:

a) Máxima flexión negativa

La máxima flexión negativa corresponde a:

- Peso propio
- Máxima subpresión de agua
- Reacción de las pantallas sobre la losa

Determinación del esquema estático

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que este está totalmente "fraccionado"

→ Archivo LOSA 2.SOB (en LOSA FONDO)

↳ Se quitan los muelles que simulan el contacto

FLEXIÓN:

COMB 1 = 1,00 g + 1,50 Subpresión

$M_d^{\ell o} = -412{,}2$ KN·m/m h = 0,50m; r = 0,05m (recubrimiento mecánico)

Dimensionamiento con programa EHE:

$A_s \geq 23{,}81\ cm^2/m$ → con axil cero

$A_s \geq 23{,}79\ cm^2/m$ → con axil mínimo 270 KN/m } sin tener en cuenta pandeo EHE

$A_s \geq 16{,}98\ cm^2/m$ → con axil máximo 695 KN/m

Método aproximado ~~EHE~~ (Art 43.5.2)

Ver hoja anterior

a) mínimo axil

$m_d = 412.16$ KN·m/m
$n_d = 270$ KN/m
$\Big\}$ $e_2 = 1.527$ m

Sustituyendo valores:

$$e_a = 1,12 \cdot 0,006674 \frac{0,50 + 20 \cdot 1,527}{0,50 + 10 \cdot 1,527} \frac{11^2}{50 \cdot 0,1442} = 0,2467 \text{ m}$$

$e_{total} = 1,527 + 0,2467 = 1,774$ m

$\Rightarrow$ $m_d = 772$ KN/m
$n_d = 478,9$ KN·m/m
$\Big\}$ $A_s \geq 25,33$ cm²/m

b) máximo axil

$m_d = 412,16 \cdot$ KN·m/m
$n_d = 695$ KN/m
$\Big\}$ $e_2 = 0,593$ m

$$e_a = 1,12 \cdot 0,006674 \frac{0,50 + 20 \cdot 0,593}{0,50 + 10 \cdot 0,593} \frac{11^2}{50 \cdot 0,1442} = 0,241$$

$e_{total} = e_a + e_2 = 0,592 + 0,241 = 0,834$ m

$m_d = 695$ KN/m
$n_d = 579,63$ KN·m/m
$\Big\}$ $A_s \geq 28,59$ cm²/m

Se cubre con 2 ϕ 20 c 0,20

(A)

NOTE BOOK

CORTANTES:

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo directo

$V_d = 125,25$ KN/m
$A_s = 31,42$ cm²/m
$\Big\}$ $A_s = 0,00$ cm²/m

Cortante último sin comenzar el cortante $V_{cu} = 225$ KN/m

b) Máxima flexión positiva

La máxima flexión positiva corresponde a:

- Peso propio
- Carga permanente
- Tráfico en ambas VIAS
- Reacción de las pantallas sobre la losa

↑ como no se sustituye lo se considera la acción de la subpresión, del lado seguro.

Determinación del diagrama catódico.

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que el terreno está totalmente comprimido.

$\rightarrow$ Armado Rido Losa 3.50 m (en Losa de FONDO)

(18)

NOTE BOOK

FLEXIÓN:

COMB 2: $1,35 g_1 + 1,35 g_2 + 1,50 (\text{Tráfico izqda} + \text{Tráfico dcha})$

$M_d^{>0} = 184,28 \text{ kN·m/m}$

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s = 9,97 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← Si cubre con Φ16 a 0,20

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_{s,min} = 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot 0,04 \cdot 0,50 \cdot \frac{25/1,50}{434,8} = 11,66 \text{ cm}^2/\text{m}$

CORTANTES

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo

$V_d = 148 \text{ kN/m}$ | $A_s = 10,055 \text{ cm}^2/\text{m}$ | $A_s \geq 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cortante último sin armadura de cortante $V_{u_2} = 154,2 \text{ kN/m}$

CONEXIÓN LOSA - PANTALLAS

Cortantes ascendentes $V_d = 213,13 \text{ kN/m}$

Cortantes descendentes $V_d = 230,75 \text{ kN/m}$

Rasante fórmula EHE

$$\tau_{ud} \leq \beta f_{cd} d + \frac{A_{st}}{s_p} f_{yd} d (\mu \sin^{1,5}\alpha + \cos^{0,?}\alpha) + \mu \sigma_{cd} \geq 0,25 f_{cd}$$

limitación:

$\tau_{máx,d} \leq 0,7 k f_{cd} = 0,2 \cdot \frac{25}{1,50} = 4,167 \text{ MPa}$

$\beta = 0,40$, $\mu = 0,70$ | Rugosidad alta (muy rugoso el pantalla para hacer la conexión)

$f_{cv,d} = \frac{1}{1,50} \cdot 0,21 \sqrt[3]{f_{cv}^2} = \frac{1}{1,50} \cdot 0,21 \sqrt[3]{25^2} = 1,197 \text{ MPa}$

$\alpha = 90°$

$f_{yv,d} = 400 \text{ MPa}$

Si considera sólo la aportación de la armadura | $\sigma_{cd} = 0$, $\beta = 0$ (*)

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \frac{\tau_d}{\mu \cdot f_{yvd}} \cdot p = \frac{0,972 \text{ MPa}}{0,70 \cdot 400 \text{ MPa}} \cdot 0,75 = 6,41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\tau_d = \frac{0,72075 \text{ MN/m}}{0,75 \text{ m}^2/\text{m}} = 0,972 \text{ MPa} \quad (< \tau_{máx,d} = 4,167 \text{ MPa})$$

Si considera $p = 0,75 \text{ m}^2$ (la unidad del canto)

Si disponen 1 Φ20 a 0,20 ($10,473 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Teniendo en cuenta el axil del axil mínimo transmisible por las pantallas) y la cohesión

$$\sigma_{ind} = 0,40\ 6,197 + \frac{10,473 \cdot 10^{-4}\ m^2}{0,75\ m} \cdot 400 \cdot 0,90 + 0,90 \cdot \frac{0,270\ MN/m}{0,55\ m^2/m}$$

(Fig 1) 6 b) Página en el caso considerando toda la anchura del contacto

$$\sigma_{ind} = 0,4788 + 1,502 + 0,442 = 2,429\ MPa \quad (\leq 4,167\ MPa)$$

$\sigma_d = 0,972\ MPa$; $\sigma_{01} = \sigma_{ind} = 2,429\ MPa$

$$C_{SA} = \frac{2,429\ MPa}{0,972\ MPa} = 2,621 \quad (\leq 2,1)$$

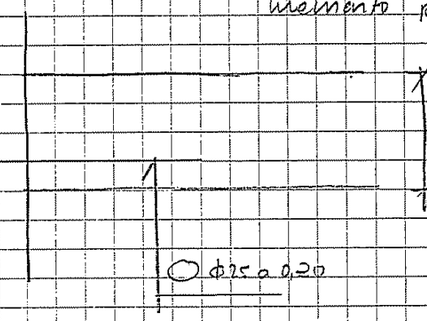
Cuantía mínima para tener punto dúctil

$$\frac{A_{st}}{\phi} \geq \frac{938}{400} = 0,00095 \rightarrow \frac{A_{st}}{s} \geq 0,00095 \cdot p = 0,00095 \cdot 0,75 \cdot 10^4\ cm^2/m$$

$$\frac{A_{st}}{s} \geq 2,375\ cm^2/m$$ | Se cumple sobradamente

Verificación profundidad fibra neutra (Momento plástico de la conexión)

caso extremo de llegar a alcanzar el momento plástico en la sección de conexión



$A_s = 16,362\ cm^2/m$

$u = A_s \cdot f_{yd} = 0,6654\ MN/m$

Bloque de compresiones mínimo: $C = u = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y = 0,6654\ MN/m$

$$y = \frac{0,6654\ MN/m}{0,85 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 1,00} = 0,0469\ m$$

$x = y/0,80 = 0,0589\ m$

Cortante asociado a) con b) cual 1) $\sigma_{ind} = \frac{V_d}{x} = \frac{0,2313\ MN/m}{0,0589\ m} = 3,619\ MPa$

Limitación $0,25 f_{cd} = 0,25 \cdot \frac{25}{1,50} = 4,17\ MPa$ (OK!)

ii) Cortante suscendente: $V_{sd} = 720,75\ kN/m$

$A_s = 1\ \Phi 25\ a\ 0,25$ $A_s = 10,47\ cm^2/m$

$u = A_s \cdot f_{yd} = 0,419\ MN/m$

$C = 0,419\ MN/m = 0,85 f_{cd} \cdot b \cdot y \rightarrow y = \frac{0,419\ MN/m}{0,85 \cdot 25/1,5 \cdot 1,00} = 0,0296\ m$

$x = y/0,80 = \frac{0,0296\ m}{0,80} = 0,03676\ m \approx 0,037\ m$

$\sigma_{ind} = \frac{V_d}{x} = \frac{0,27075\ MN/m}{0,037\ m} = 6,24\ MPa$ ($\geq 0,25 f_{cd}$)

(21B)

Teniendo en cuenta el axil transmitido por las pantallas

$N_d = 770\ kN/m$ ← Axil máximo transmitido por las pantallas

$C = 0770\ MN/m + 0,419\ MN/m = 0,689\ MN/m$

$y = \frac{C}{0,85 f_{cd} b} = \frac{0,689\ MN/m}{0,85 \cdot \frac{25}{1,50} \cdot 1,00} = 0,0486\ m$

$x = y/0,80 = 0,0608\ m$

$\sigma_d = \frac{0,23075\ MN/m}{0,0607\ m} = 3,795\ MPa$ ($\leq 4,167 MPa = 0,25 f_{cd}$) OK!

Se dispone $\phi 25$ a 0,30, como en la cara anterior, pues no lo necesario aquí sea acero AISI 316

CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA.

a) Cara losa: 1,80‰

$A_c = 0,55\ m^2/m \rightarrow A_c \geq 0,55 \cdot \frac{1,80}{1000} = 9,9\ cm^2/m$

Se cubre con $\phi 16$ a 0,20.

b) Cara de 0,50

$A_c = 0,50\ m^2/m \rightarrow A_c \geq 0,50 \cdot \frac{1,80}{1000} = 9,0\ cm^2/m$

Se cubre con $\phi 16$ a 0,20.

Cara Anverso

6 mayo - 05

Son todos calculos que todo buen técnico debe tener, hechos en cuenta los aberturas consideradas.

ELS FISURACION:

a) Tramo inicial 707+830 a 707+880

b) momentos negativos:

$w_k = 0.23$ mm

Es una abertura inferior a la admitida en ambiente IIa

c) Momentos positivos

$w_k = 0.23$ mm

Es una abertura inferior a la admitida en ambiente IIa

d) momentos negativos

$w_k = 0.23$ mm

Es una abertura inferior a la admitida en ambiente IIa

e) Tramo final 707+880 a 707+955

f) momentos negativos

$w_k = 0.23$ mm

Es una abertura inferior a la admitida en ambiente IIa

g) Momentos positivos

$w_k = 0.23$ mm

Es una abertura inferior a la admitida en ambiente IIa

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
TRAMO FINAL 707+830 a 707+880

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	0.55	m		
As1=	32.73	cm2/m	ro1=	0.00681875
As2=	13.4	cm2/m	ro2=	0.00279167
d=	0.48	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.15	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.261	m
X=	0.125	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.003718356	m4
Iint=	0.013864583	m4

porcentaje= 26.82 %

ESFUERZOS:

mk= 325 kN·m

Sigma s=	227.325	MPa
m fis=	129.317	kN·m
Sigma sr=	90.452	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	32.73	cm2
Ac, ef=	0.1375	m2

Epsilon sm= 0.00095667

sm= 142.51 mm ← Separación media de las fisuras

wk= 0.23 mm ← Abertura característica de fisura para momentos negativos

ABERTURA DE FISURA
06/05/2005

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
TRAMO FINAL 707+830 a 707+880

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	0.55	m		
As1=	13.4	cm2/m	ro1=	0.00279167
As2=	32.73	cm2/m	ro2=	0.00681875
d=	0.48	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.15	m		
fi=	16	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.171	m
X=	0.082	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.001752485	m4
Iint=	0.013864583	m4

porcentaje= 12.64 %

ESFUERZOS:

mk= 165 kN·m

Sigma s=	274.755	MPa
m fis=	129.317	kN·m
Sigma sr=	215.336	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	13.4	cm2
Ac, ef=	0.1375	m2

Epsilon sm= 0.000549509

sm= 172.09 mm ← Separación media de las fisuras
wk= 0.16 mm ← Abertura máxima de fisura para momentos positivos

(23)

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
TRAMO FINAL 707+880 a 707+955

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	0.5	m		
As1=	31.42	cm2/m	ro1=	0.00714091
As2=	10.055	cm2/m	ro2=	0.00228523
d=	0.44	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.2	m		
fi=	20	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.269	m
X=	0.118	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.002962262	m4
Iint=	0.010416667	m4

porcentaje= 28.44 %

ESFUERZOS:

mk= 212 kN·m

Sigma s=	168.935	MPa
m fis=	106.873	kN·m
Sigma sr=	85.163	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	31.42	cm2
Ac, ef=	0.125	m2

Epsilon sm= 0.00063001

sm= 139.78 mm ← Separación media entre fisuras
wk= 0.15 mm ← Abertura máxima fisuras para momentos negativos

(22)

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
TRAMO FINAL 707+880 a 707+955

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	0.5	m		
As1=	10.055	cm2/m	ro1=	0.00228523
As2=	31.42	cm2/m	ro2=	0.00714091
d=	0.44	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.2	m		
fi=	16	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.160	m
X=	0.070	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.001126391	m4
Iint=	0.010416667	m4

porcentaje= 10.81 %

ESFUERZOS:

mk=	130	kN·m
Sigma s=	312.844	MPa
m fis=	106.873	kN·m
Sigma sr=	257.190	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	10.055	cm2
Ac, ef=	0.125	m2

Epsilon sm= 0.000625688

sm=	199.45	mm ← Separación media de las fisuras
wk=	0.21	mm ← Abertura máxima de fisuras para momentos positivos.

ABERTURA DE FISURA
06/05/2005

Cálculos Salidas de Evacuación

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

VIGA DE ATADO DEL POZO DE EVACUACIÓN DEL FALSO TÚNEL DE CAN TUNIS.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 5 de abril de 2004

MEMORIA

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
VIGA DE ATADO DEL POZO DE EVACUACIÓN.

1. ANTECEDENTES Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La ejecución de las pantallas en el tramo de pruebas ha presentado una serie de problemas asociados a su hormigonado ocasionados por un cúmulo de efectos simultáneos. Con el fin de poner de apunto un procedimiento constructivo más ajustado se utiliza un pozo de evacuación para probar diversas modificaciones respecto del procedimiento de ejecución original y poder así evaluar su eficacia.

Se trata en este documento del dimensionamiento de la viga de atado de las pantallas del pozo de evacuación, que además sirve de transición entre las pantallas y los tabiques del edificio de salida al exterior.

El pozo se ubica en el tramo en que el Falso Túnel atraviesa la carretera de la Feixa Llarga, concretamente en la primera de las fases de ejecución que permite su cruce. En este tramo la cubierta se ejecuta totalmente "in situ", sobre un terreno previamente tratado, para agilizar los desvíos e invertir el menor espacio y tiempo posible en la desviación y reposición de los diferentes servicios afectados

La cubierta se ejecuta entre las cotas z=+2.80 m y z=+3.80 m y , en consecuencia, la viga de coronación del pozo de pruebas adyacente se ejecuta en las mismas cotas.

Dada la forma del recinto del pozo de evacuación la viga de atado tiene forma de marco, empotrado en la cubierta del Falso Túnel, y es con este esquema estático con el que se deben soportarse los esfuerzos que las pantallas le transmiten. Todas las dimensiones de la viga de atado pueden consultarse en el anejo de planos de este documento.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Los trabajos realizados han consistido en el dimensionamiento y verificación de la viga de coronación bajo las acciones que le transmiten las pantallas.

La viga de coronación también está sometida al torsor que le transmiten los tabiques del edificio de salida a la superficie, pero dichos torsores son de compatibilidad y no de equilibrio, por lo que no requieren un dimensionamiento específico, si bien, se han tenido en cuenta para diseñar el patrón de armado y permitir la transmisión de momentos flectores entre los muros del edificio de salida al exterior y las pantallas.

3. CRITERIOS DE CÁLCULO.

3.1 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón de pantallas HA-25
- Aceros de armar: B500S

3.2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

Se ha tenido en cuenta el esquema estático real y el procedimiento de cálculo seguido para la excavación de la pantallas, cuya influencia es decisiva en la determinación de la reacción de las pantallas sobre la viga de coronación.

Los resultados más relevantes obtenidos del análisis de la viga de coronación se presentan a modo de resumen en la nota de cálculo adjunta a esta memoria.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 5 de abril de 2004

NOTA DE CÁLCULO

Can Tunis 1-Nov-2004

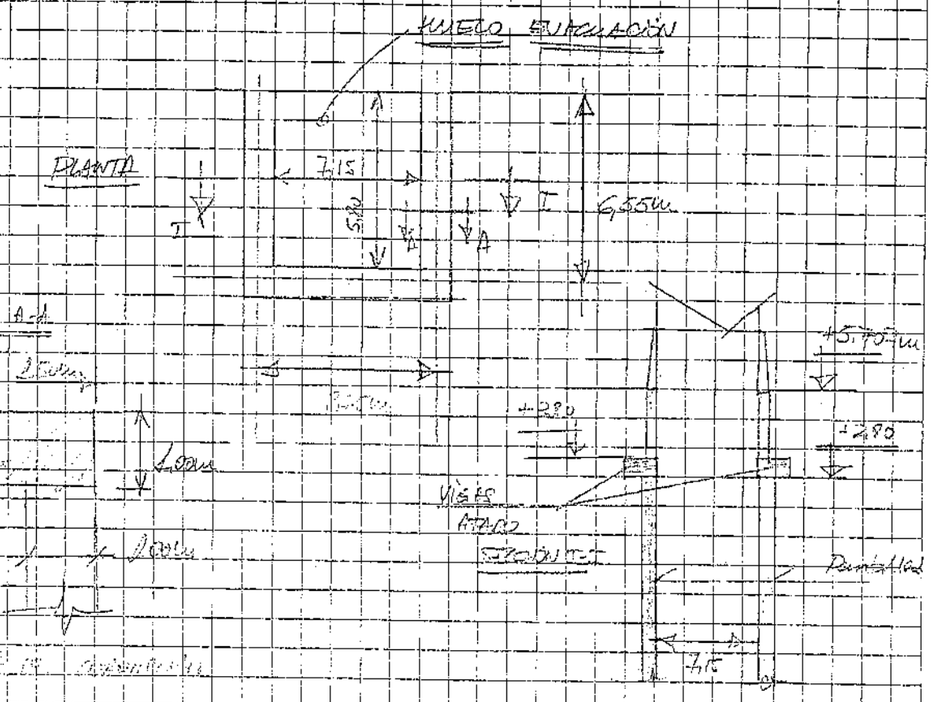
REACCIÓN MÁXIMA EN LA VIGA DE CORONACIÓN

R_{max} = 25 Tn/m

Si dimensiono para 25 Tn/m la falta de tener un predimensionado correcto perfectamente dudoso.

Euler: 20 Tn/m

GEOMETRÍA:



ACCIONES

* PESO PROPIO
* PESO DE TIERRAS → altura $H_{CAL} \cong 2.00m$
* EMPUJE DE LAS PANTALLAS SOBRE LA VIGA DE CORONACIÓN.
* Sc de utilización en el trasdós

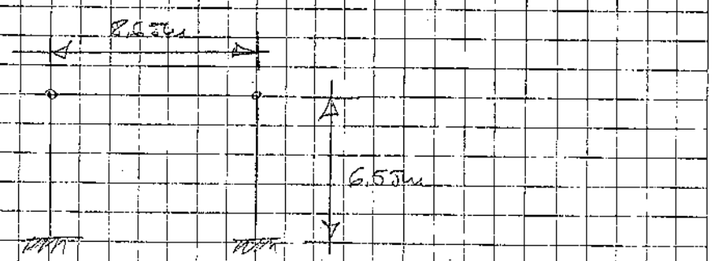
Can Tunis 1-Abril-2004

COMPORTAMIENTO

La estructura formada por la viga de atado se comporta como un marco. La flexión que aparece es de compatibilidad y no es necesario tenerla en consideración.

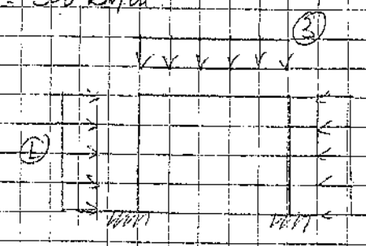
La transmisión del flector de empotramiento del resto superior en las pantallas es por flexión, y ese sí debe considerarse.

MODELO:

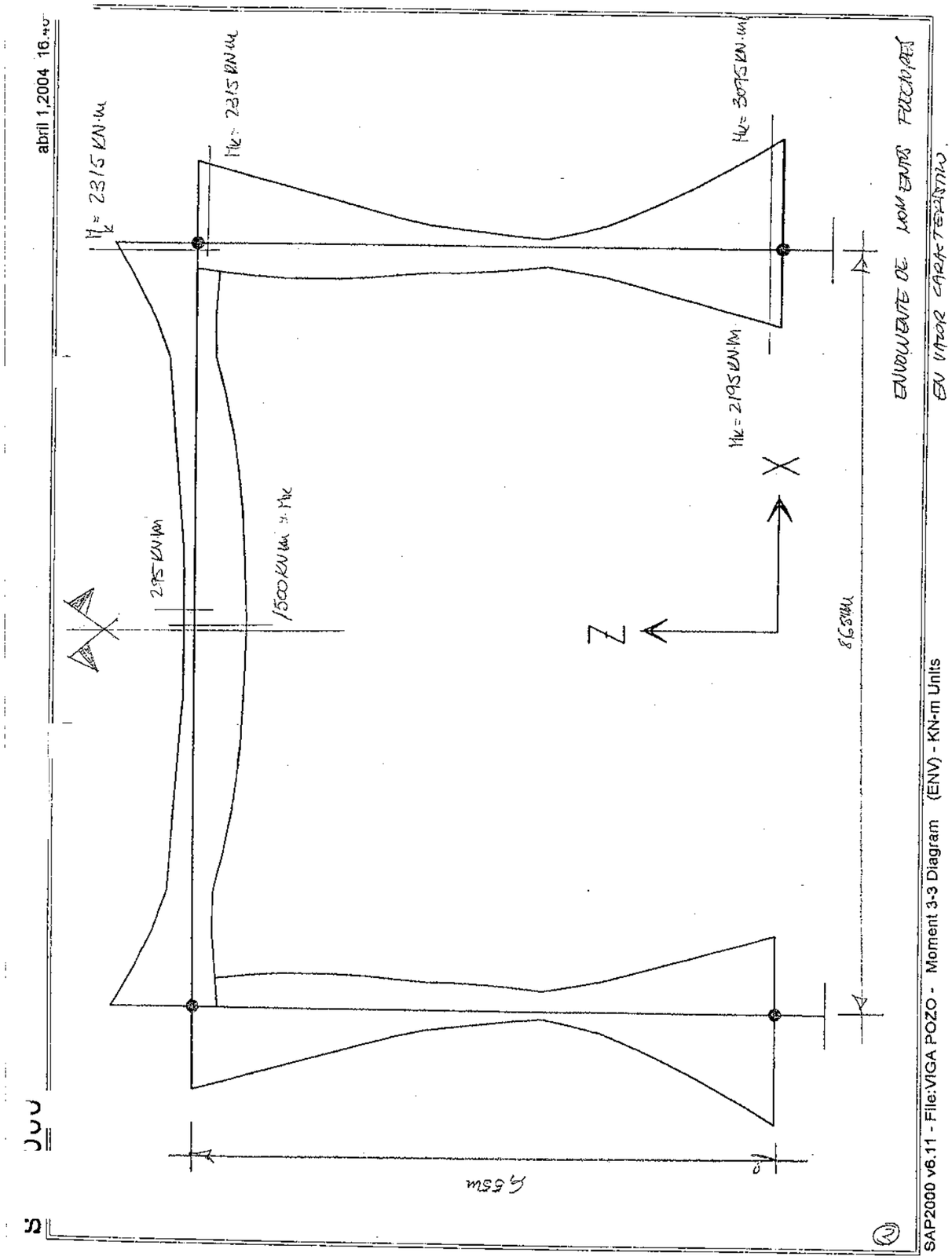


Acciones térmicas → Reacción de las pantallas

R_H = 300 kN/m



Hipótesis: ①, ②, ③, ①②, ①③, ②③, ①+②+③



Cav. Tunis L-Abril-2004

DIMENSIONAMIENTO

I) FLEXIÓN

h = 1,50 m
b = 1,00 m
r = 0,10 m

a) Md = 1,50 . 1500 = 2250 KN.m

$A_s \geq 38.6\ cm^2$ ← 8 Φ 25 OK (x = 0,109 d) Dúctil

b) Md = 1,50 . 2215 = 3322,5 KN.m

$A_s \geq 52.02\ cm^2$ ← 13 Φ 25 (x = 0,175 d) Dúctil

c) Md = 1,50 . 3095 = 4642,5 KN.m ← esta combinada con un axil de tracción de Nd = 1,5 x (-0,2 MN) = -0,3 MN.

$A_s \geq 87.7\ cm^2$ ← 18 Φ 25 (x = 0,242 d) Dúctil

Armado tipo: 8 Φ 25

$A_s = 39,27\ cm^2$

Momento último Mu = 1735 KN.m/m

Trazar parabola de eje sin dúctil

(Ø) Se tiene Md ≤ Mu a 2,00 m del eje (a partir de este punto) anclaje + solape de (los 2 Φ 25)

$l_{b,rqd}$ = 1,00 m
d = 0,85 m

Los hierros deben llegar a 2 + 0,85 = 2,85 m del eje

Debe llegar hasta el final

NOTE BOOK

(20) Se debe Md ≤ Mu para Lib des eje de apoyo. Ordenar las barras arriba hacia hasta 1,00 + 1,00 + 1,50 = 3,50m del eje de apoyo extremo

Tramo: Perpendiculares al eje:

Izquierda:

Se debe Md ≤ Mu a 1,50 m del empotramiento las barras se refieren deben llegar hasta 1,50 + 1,0 + 1,50 = 4,00m del empotramiento

Tirantes:

Se disponen 14 ϕ25 en todo el ancho exterior y se aplican refuerzo en el empotramiento

Momento último con 14 ϕ25

As = 68,72 cm²

Momento último: Mu = 2958 kN·m/m

Se toma Md = Mu a partir del empotramiento

Calculamos cuál será a 3,0 del empotramiento

Md = 795 kN/m

Dimensionamiento As ≥ 11,7 cm²/m

Tracción necesaria para evitar falla frágil tracción flexión

$A_s = 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 2270 \text{ cm}^2 = 23,00 \text{ cm}^2$ en tracción

5 ϕ25 → se disponen 6 ϕ25

(5)

NOTE BOOK

II) CORTANTE:

h = 1,50m

b = 1,20m

r = 0,10m

Empotramiento

As = 58,91 cm² cuanto mínimo

Tomando el cortante a 1 canto útil (= 1,40m)

Vd = 1145 kN

Dimensionamiento Ax ≥ 15,79 cm²/m

Se cubre con los cercos ϕ20 a 0,25 (25,14 cm²/m)

Aporte de la tracción

R = 1,5 · 300 kN/m = 450 kN/m

$\frac{As}{f_{yd}} = \frac{0,045 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 11,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

Total: 15,79 + 11,25 = 27,04 cm²/m ← Mejor disponer 1 c ϕ25 a 0,25

FLEXIÓN TRANSVERSAL

peso propio + peso tierras

1,00m

0,50

(6)

NOTE BOOK

Jueves, 1 de abril de 2004

γ_H = 23 kN/m³

h = 2.00m

q_L = 2.00 kN/m² · 2.00 m = 4.00 kN/m

q_d = 4.25 · 25.1 + 4.50 · 1.50 = 113.75 kN/m

Luego h = 0.60m < Luego h=1.50m que proveía anteriormente

$M_{yd} = \frac{q_d L^2}{2} = \frac{83.75 \cdot 9.5^2}{2} = 11,125$ kNm/m

$T_d = \frac{M_d}{0.90 \cdot d} = \frac{19,531 \text{ kNm} \cdot m}{0.90 \cdot 1.50 \text{ m}} = 14,153.70 \text{ kN/m} = 0.14153 \text{ MN/m}$

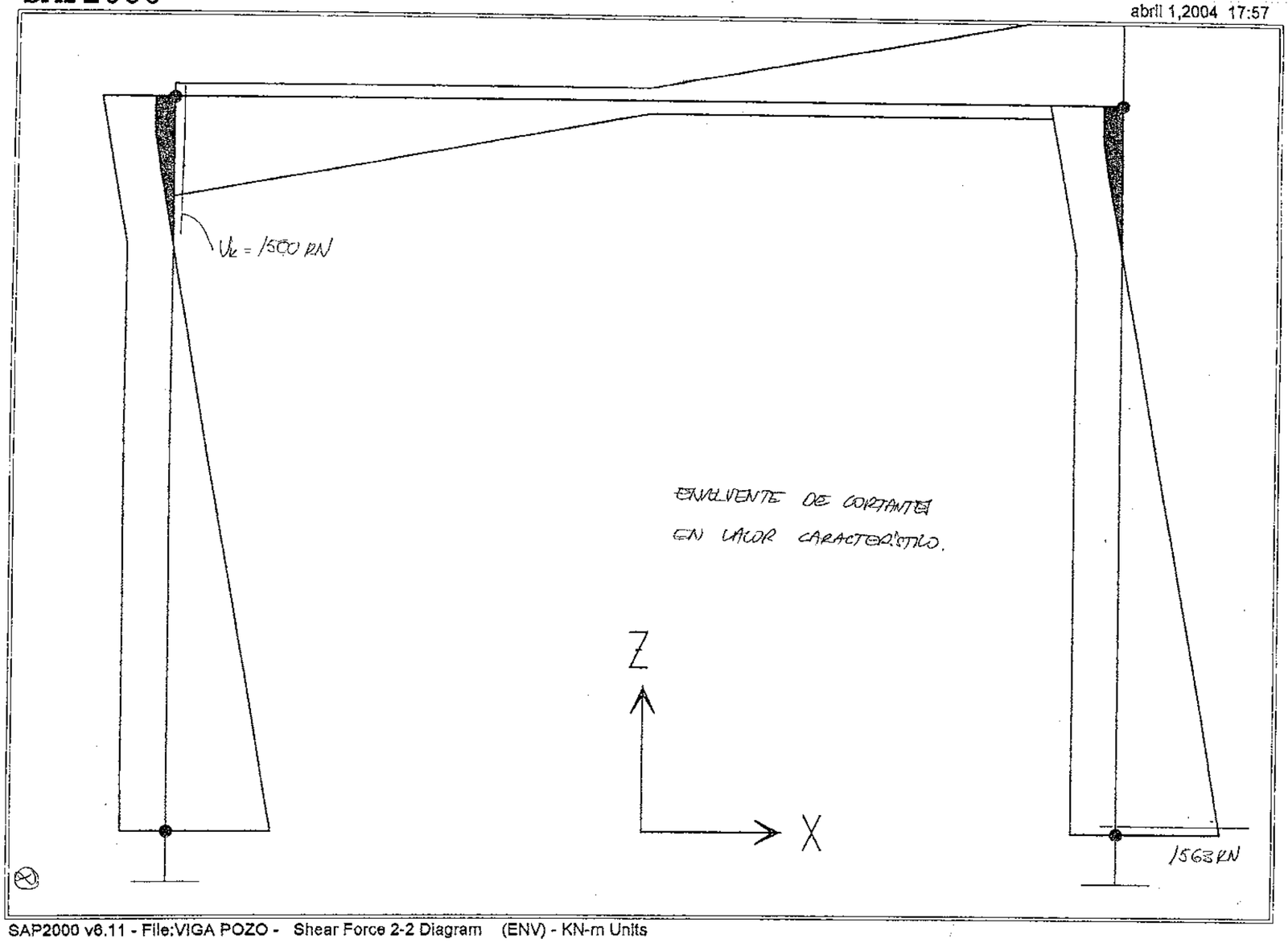
Asumir armadura por rueda tendrá Ancho Franja Ancho de Distribución.

A_s = 0.04 $\frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ = 0.04 · 20 / 435 = 16.7 cm²/m

Con 1 varilla Ø25 @ 0.25 se provee 19.63 cm²/m (OK)

SAP2000

abril 1,2004 17:57



SAP2000 v8.11 - File:VIGA POZO - Shear Force 2-2 Diagram (ENV) - KN-m Units

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

POZO DE EVACUACIÓN EN FASE 6 DEL CRUCE DE LA TRAZA DEL FALSO TÚNEL DE CAN TUNIS CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO.
PK: 706+620 a 706+640

PANTALLAS Y VIGA DE ATADO.

Bridge
Technologies

REF: BT0307

Barcelona 30 de junio de 2005

MEMORIA

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
POZO EVACUACIÓN EN FASE 6 DEL CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO –B-17-

PANTALLAS Y VIGA DE ATADO.
DESDE P.K: 706+620 A P.K: 706+640

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Se trata del pozo situado en la Fase 6 del cruce de la Traza del Falso Túnel de Can Tunis con la carretera de Barcelona al enlace con el Aeropuerto (B-17), en el PK 706+630, aproximadamente. Este pozo sirve de salida de evacuación interior del Falso Túnel.

El pozo se construye con un recinto de pantallas apoyadas en cabeza en una viga de coronación que toma forma de marco de hormigón armado, empotrado en la cubierta de la Fase 6 del cruce del Falso Túnel con la carretera de Barcelona al enlace con el Aeropuerto.

Se diseñan las pantallas y la viga de coronación del pozo. La losa de fondo, los forjados intermedios, las zancas de las escaleras y los muros recrecidos del edificio de salida al exterior no sufren adaptaciones respecto del Proyecto Original, por lo que no requieren un recálculo y se mantiene su diseño.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS Y SERVICIOS EXISTENTES.

No se tiene constancia de interferencia alguna con servicios existentes, por lo que no se han tomado medidas específicas al respecto.

2.2 TERRENO.

Todos los parámetros que intervienen en el cálculo de esfuerzos y movimientos de las pantallas son los mismos que se emplearon en el Tramo de Prueba (PK: 706+680 a 706+980), que a su vez coinciden con los considerados en el Proyecto Original. Pueden resumirse en:

- Hasta la cota z=1.00m: Rellenos antrópicos
  - · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  - · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  - · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.333
  - · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.500
  - · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.000
  - · Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  - · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=30°
  - · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.00 en activo y en pasivo
  - · Coeficiente de balasto del terreno: 1000Tn/m^3

- Hasta la cota z=-7.00m: Acuífero superior
  - · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  - · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  - · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.2683
  - · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.4554
  - · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.3921
  - · Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  - · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=33°
  - · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  - · Coeficiente de balasto del terreno: 2500Tn/m^3

- Hasta la cota z=-28.00m: Limos entre acuíferos
  - · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  - · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  - · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.3311
  - · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.5305
  - · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=2.7698
  - · Cohesión: 0.50Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  - · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=28°
  - · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  - · Coeficiente de balasto del terreno: 2000Tn/m^3

2.3 DETALLES TIPO.

Para las dimensiones y detalles tipo del Pozo se han respetado las especificaciones del proyecto original.

2.4 NIVEL FREÁTICO.

Tal y como se especifica en el proyecto original, se dimensiona la estructura para una posible subida del NF hasta la cota +2.0 por un carrera de marea extrema. Si bien, el NF normal se ha considerado a la cota $z = +0.50$ m.

El procedimiento constructivo requiere de unos achiques de agua entre hastiales para permitir la excavación interior del pozo. Como no se conoce con precisión el modo en que se achicará agua en el interior del pozo se ha definido una ley de presiones de agua conservadora para el análisis de las pantallas (mayores presiones de agua en el

intradós, de modo que en el pie de pantalla las presiones coinciden con las del trasdós). Las presiones de agua consideradas pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

3. NORMATIVA CONSIDERADA.

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se han seguido las especificaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE.

Para la definición de acciones en terraplenes adyacentes a las estructuras se han seguido las especificaciones de la Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera (IAP).

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de las pantallas de este tramo de la traza han sido:

- La acción de las tierras: Empujes.
- La acción del agua: Empujes.
- Posible sobrecarga en el terreno adyacente a la estructura. (según IAP)

Asimismo, se ha tenido en cuenta el procedimiento constructivo evolutivo, tomando para cada una de las fases intermedias el esquema estático real y se han obtenido los esfuerzos en cada fase como suma de los esfuerzos que aparecen en todas y cada una de las fases intermedias previas a ella.

El dimensionamiento y verificación final de la estructura tiene en cuenta los esfuerzos y movimientos aparecidos a lo largo de todo el procedimiento constructivo, de modo que se garantice el correcto funcionamiento de la misma en cada una de las fases por las que debe pasar hasta alcanzar el estado de entrada en servicio.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón pantallas: HA-25
- Hormigón viga de atado: HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control:

- Materiales: Hormigón: control estadístico
  Acero pasivo: normal
- Ejecución: intenso

4.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

Todo el cálculo de esfuerzos y movimientos en las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Dicho programa permite simular el procedimiento constructivo evolutivo, las propiedades del terreno por estratos, las presiones de agua, los diferentes esquemas estáticos que aparecen a lo largo del procedimiento constructivo, etc.

Los resultados más relevantes obtenidos del análisis de las pantallas se presentan a modo de resumen en la Nota de Cálculo incluida en esta memoria.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

En este tramo se plantea un procedimiento constructivo para la excavación interior del Pozo con un nivel de puntales provisionales (Puede consultarse un esquema del procedimiento constructivo en el apartado "PLANOS" de este documento, en el que se definen las cotas de excavación intermedia, las cotas de los puntales provisionales, etc). Para facilitar la excavación interior del Pozo desde arriba se diseñará un puntal provisional en forma de marco metálico con un gran hueco central que deje espacio para la extracción de tierras.

Para el procedimiento constructivo descrito se realiza una verificación y dimensionamiento de las pantallas (verificación de tensiones en el terreno y fracción del empuje pasivo máximo movilizado, control de movimientos teóricos y dimensionamiento de las pantallas frente a los estados límites últimos de flexión y cortante), que puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

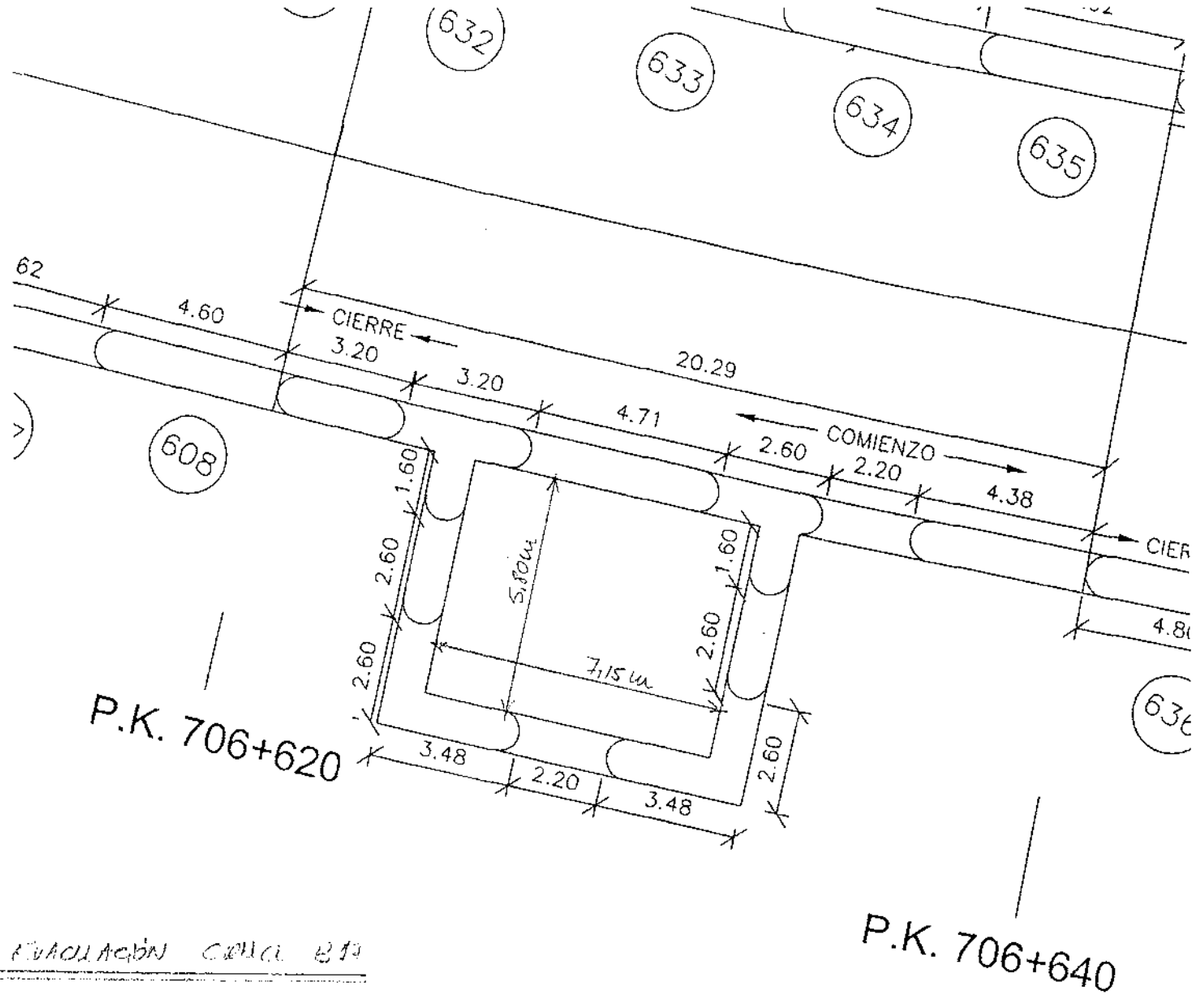
El análisis estructural de las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, están escritos en BASIC y están basados en el libro HORMIGÓN ARMADO de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré.



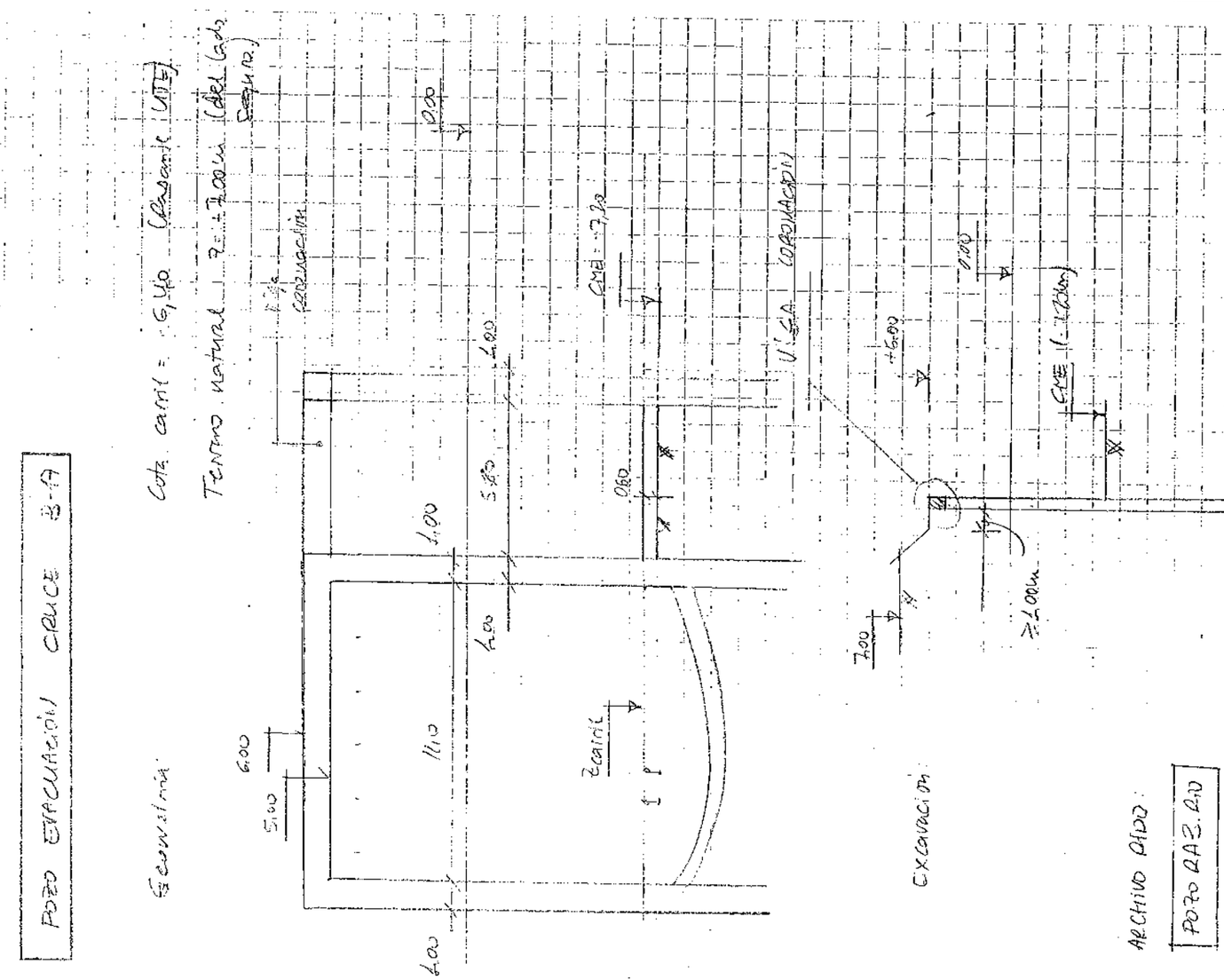
Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 30 de junio de 2005

NOTA DE CÁLCULO



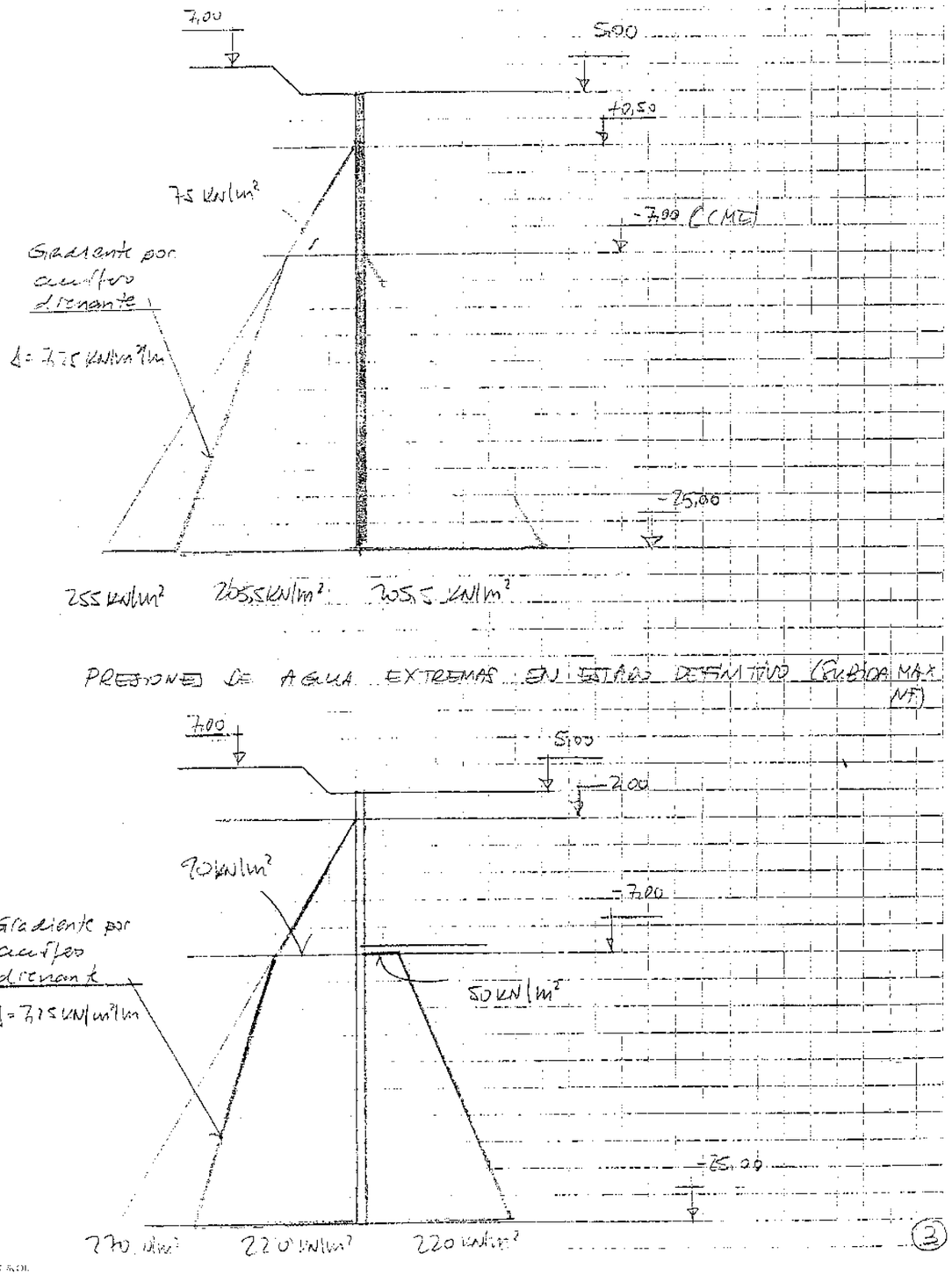
SALIDA DE EVACUACIÓN CAUCE 3-19



Can Tunis — 17-Junio-05

PRESIONES DE AGUA

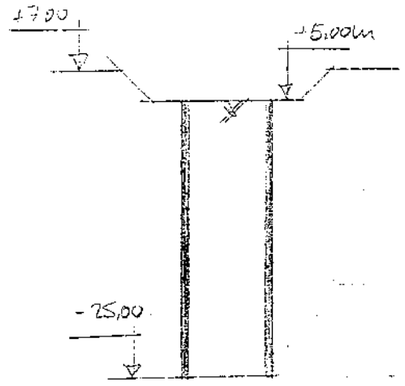
Ley de presiones de agua hidrostática en el cálculo



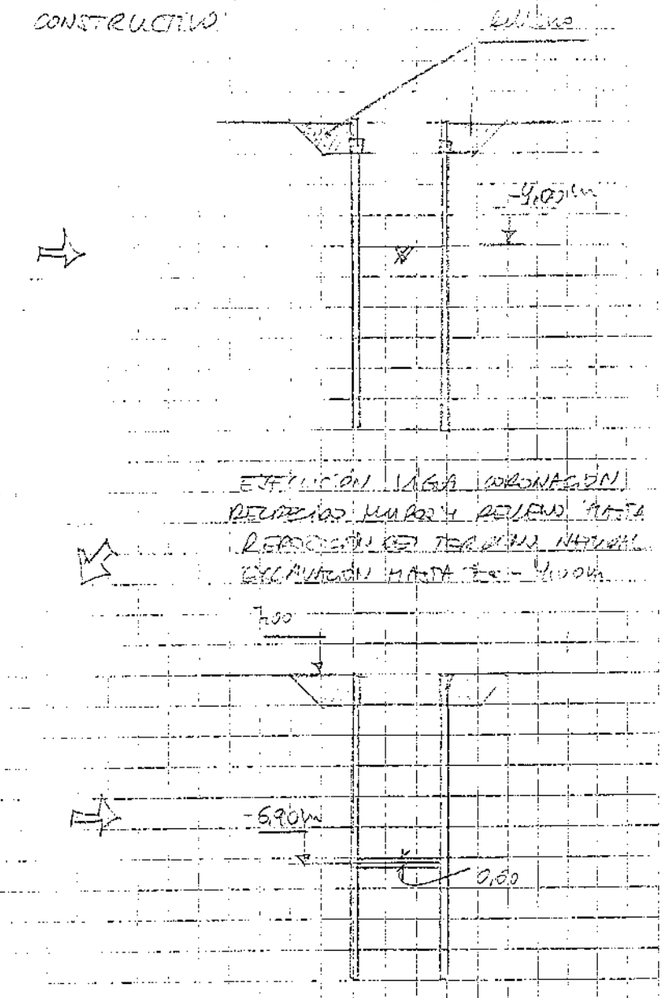
PRESIONES DE AGUA EXTREMAS EN ESTADO DEFINITIVO (CUBETA MAX NF)

Can Tunis — 17-Junio-05

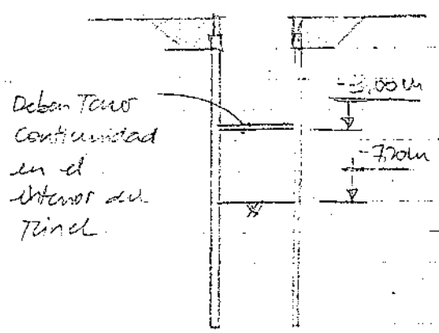
ETAPAS PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



PLATAFORMA DE TRABAJO + PANTALLAS + "ACTUACIÓN" DE AGUA ENTRE PANTALLAS



Deben Tener Continuidad en el interior del Pilote



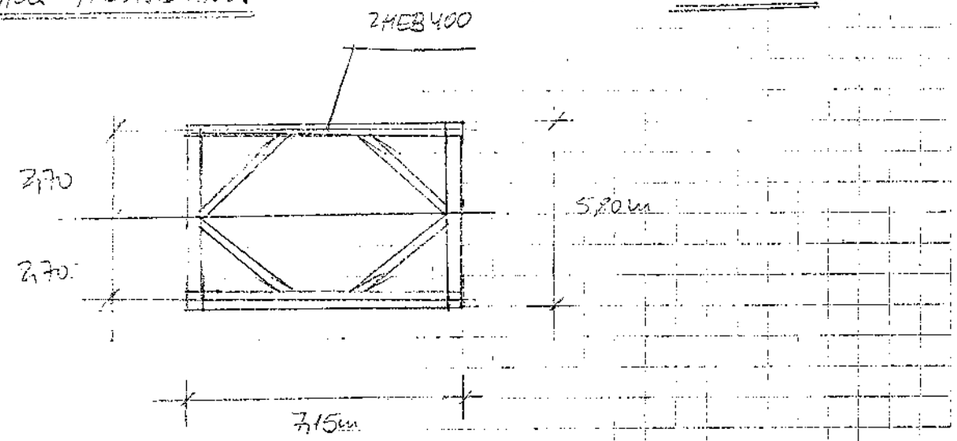
INSTALACIÓN PUNTALES PROVISIONALES Y EXCAVACIÓN HASTA CME

EJECUCIÓN SOLERA Y RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES

FINAL ACTUACIÓN AGUA + ACABADO

PUNTALES PROVISIONALES

1º tanteo



F = 950 kN/m
δ = 13,26mm

F = Kδ → K = F/δ = 950 kN/m / 13,26·10⁻³m = 71645 kN/m/m

Kpuntal = 7165 Tn/m/m

K = 71645 kN/m/m

LOSA DE FONDO

e = 0,60m

Ec = 27260 MPa

ℓ = 6,50 m (← Media de las dos longitudes)

K = EA/ℓ = 27260 · 0,60m² / 6,50m = 2517 MN/m/m

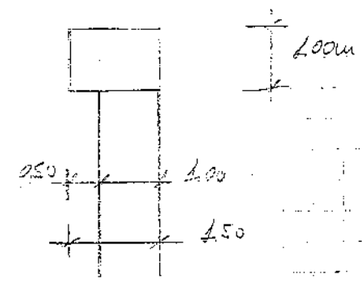
= 251700 Tn/m/m

Klosa = 251 700 Tn/m/m

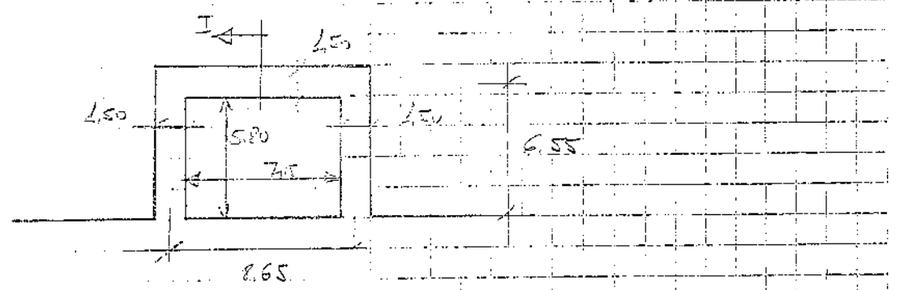
Es para el dimensionamiento en base también un cálculo con una rigidez de **2517000 Tn/m/m** ← Posible en las zonas más rígidas del marco

(5)

JUNTA CORONACIÓN (Idem pozo Toro Norte)



Planta:



300 kN/m

Kcg = 300 kN/m / 409·10⁻³ m = 775 229 kN/m/m = 77530 Tn/m/m

Kviga cabeza = 77530 Tn/m/m

(6)

Cas Tunis 12 jun-05

1er Tanto elementos auxiliares

a) VIGA CORONACIÓN EMPOTRADA EN CABEZA

V_d = 400 kN/m

M_d = 4140 kN.m ← Modelo SAP: VIGA POZO

Sección b = 1,00 m
h = 1,50 m
r = 0,10 m

A_s = 76,62 cm² ← 16 ϕ 25 (OK)

↑ muy cerrado!
pero vale

b) MARCO METÁLICO

V_d = 800 kN/m

M_d = 1192 kN.m = $1192 \cdot 10^6$ N.mm

Con acero 355 N/mm² → $W_{plreq} \geq \frac{1192 \cdot 10^6 \text{ N.mm}}{355 \text{ N/mm}^2}$ = 3357,75 cm³

Se cubre con 1 HEB 400

(OK) Faltan axiles (y pandeo)

pero sepan que existe un perfil comercial que cubre (holgadísimo)

(Esta mucho sobredimensionado)

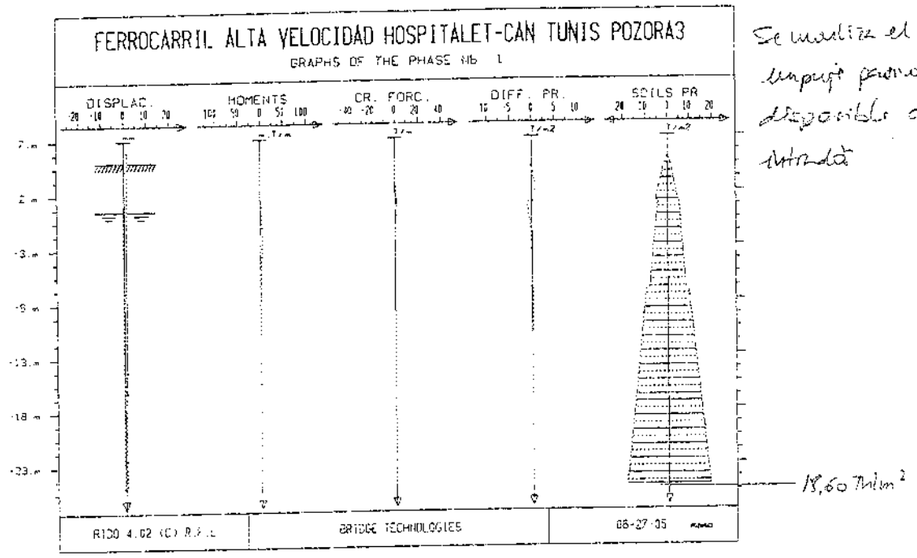
(2)

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS POZORA3 *100L*
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* POZO DE EVACUACION (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* PK 706+620 A 706+640
7.00✓
6.0 0.0✓
-25.0 1.0^3*2.726E6/12✓
7.00✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 5.00✓                                  ↑ cohes.
EXC(2) 5.00✓
SUB(1,1) 5.00 0.0 1.0 1.0✓
SUB(1,1) 5.00 1.0 2.0 2.0✓
SUB(1,1) 5.00 2.0 3.0 4.0✓
SUB(1,1) 5.00 3.0 35.0 5.0✓
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -25.0 20.55✓
WAT(2) -7.0 0.0✓
WAT(2) -25.0 20.55✓
CAL✓
* ETAPA 2: EJECUCION DE VIGA DE ATADO, RECRECIDO MUROS
* Y REPOSICION TERRENO
STR 5.5 1.0 0.0 0.0 27530✓
INE(1) 1.0^3*2.726E6/12✓
BAC(1) 7.0 0.5✓
5.0 2.0 1.0 0.3333 0.50 3.0 0.0 30.0 0.0 0.0 1000.0✓
SUB(1) 7.0 0.0 35.0 1.0✓
CAL✓
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-4.0✓
EXC(2) -4.0✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.00 EXCAVACION
* HASTA C.M.E:
STR -3.0 1.0 0.0 0.0 7165.0✓
EXC(2) -7.20✓
CAL✓
* ETAPA 6: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -6.90 1.0 0.0 0.0 251700.0✓
STR(0,2)✓
CAL✓
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -25.0 22.0✓
WAT(2,1) -7.0 0.0 5.0✓
WAT(2) -25.0 22.0✓
CAL✓
EVU
STA
EVP
STOP
```

(7)

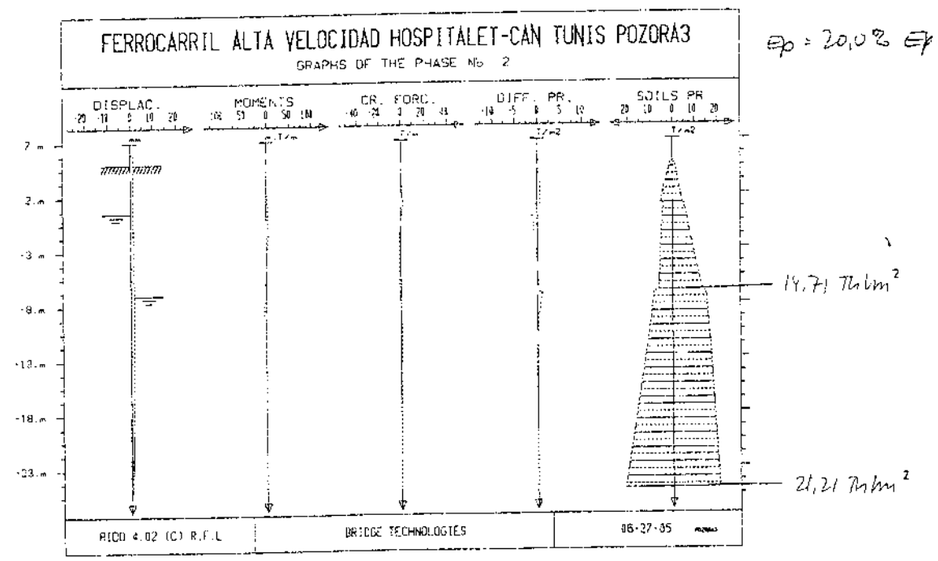
POZO EVACUACIÓN
FASE 6 CRUCE B-17

FASE 0: EXCAVACIÓN INICIAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO:



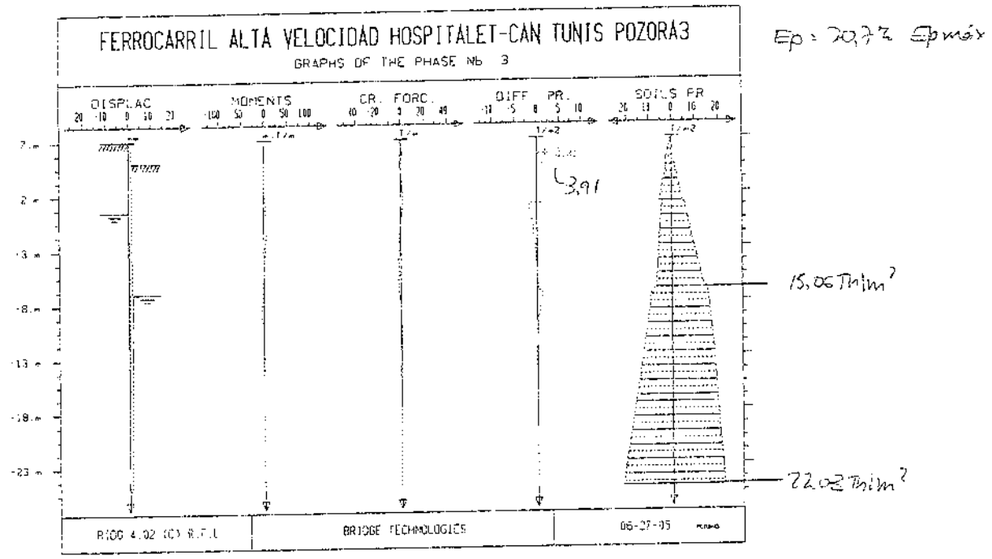
Se moviliza el 19,1% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



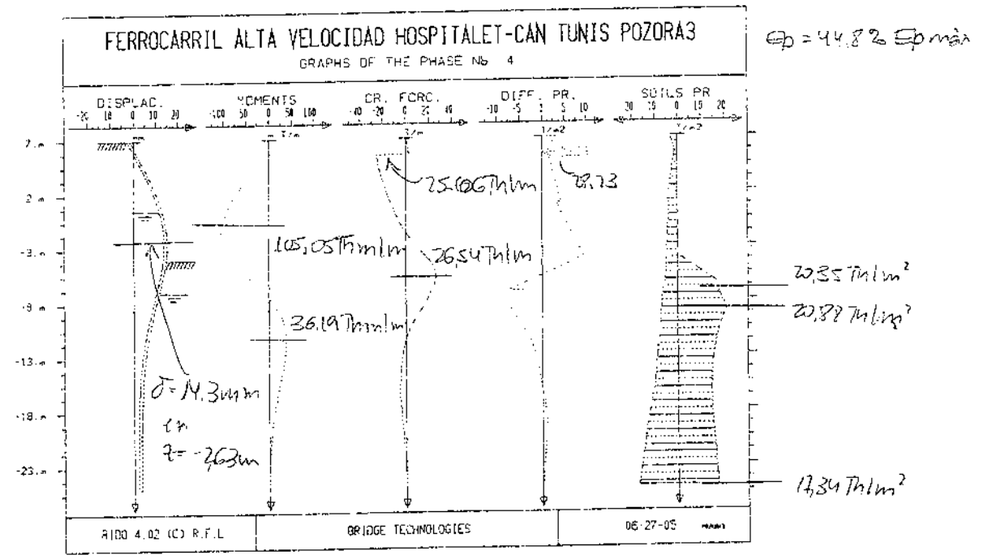
Ep = 20,0% Ep máx

FASE 2: EJECUCIÓN VIGA DE ATADO, RECRECIDO DE MUROS Y REPOSICIÓN DEL TERRENO



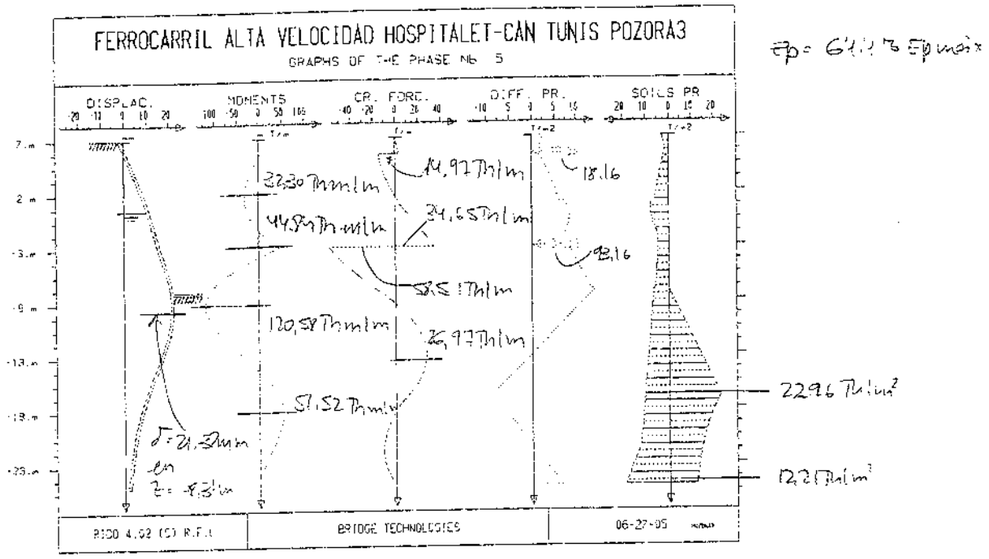
Ep = 29,7% Ep máx

FASE 3: EJECUCIÓN INTERMEDIA HASTA Z=-4.0m:

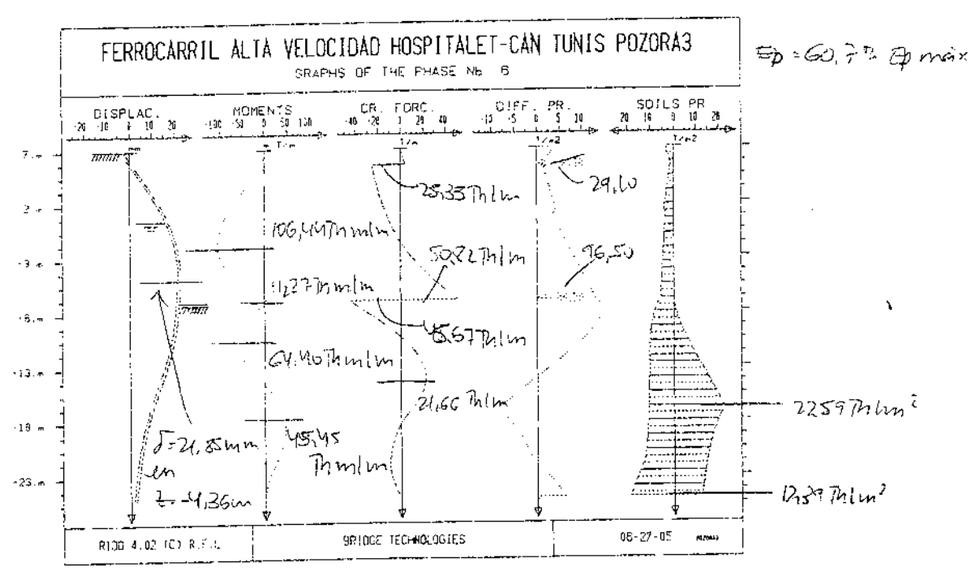


Ep = 44,8% Ep máx

FASE 4: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.00m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:

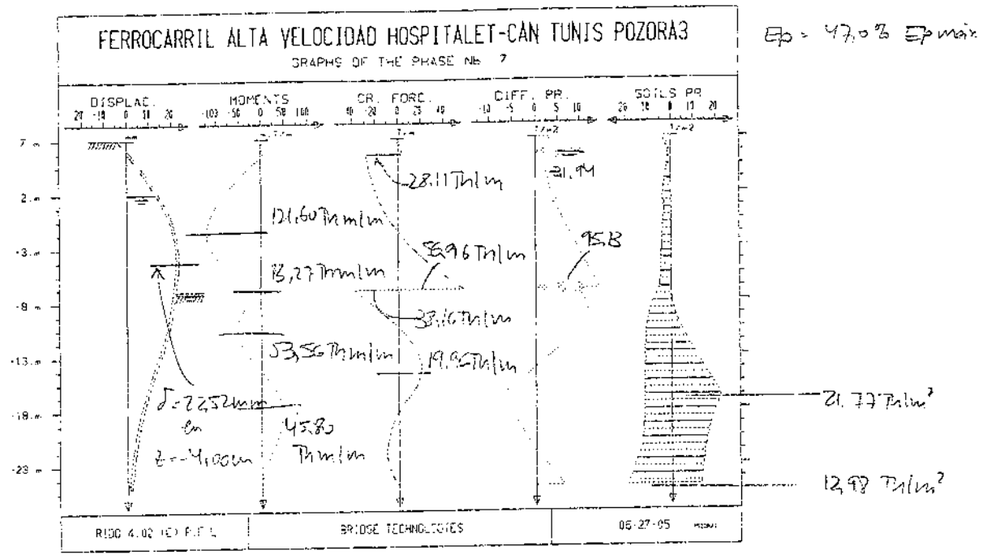


FASE 5: EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:

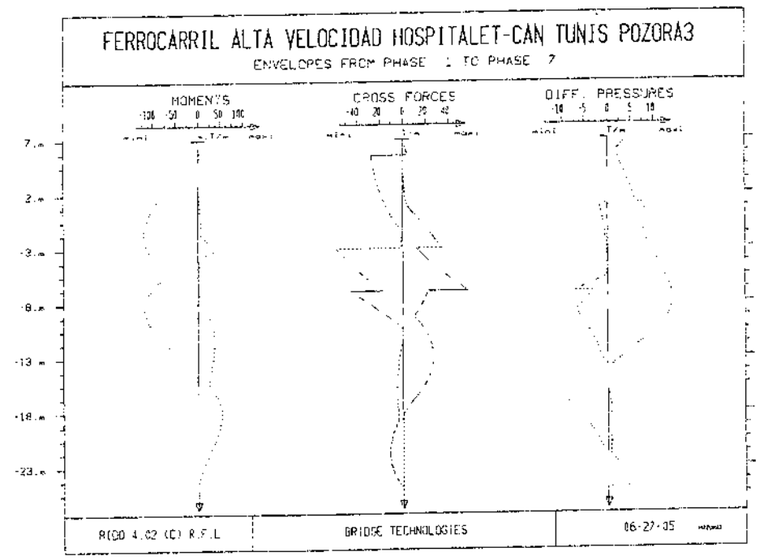


(11)

FASE 6: SUBIDA DEL NF HASTA COTA MÁXIMA POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



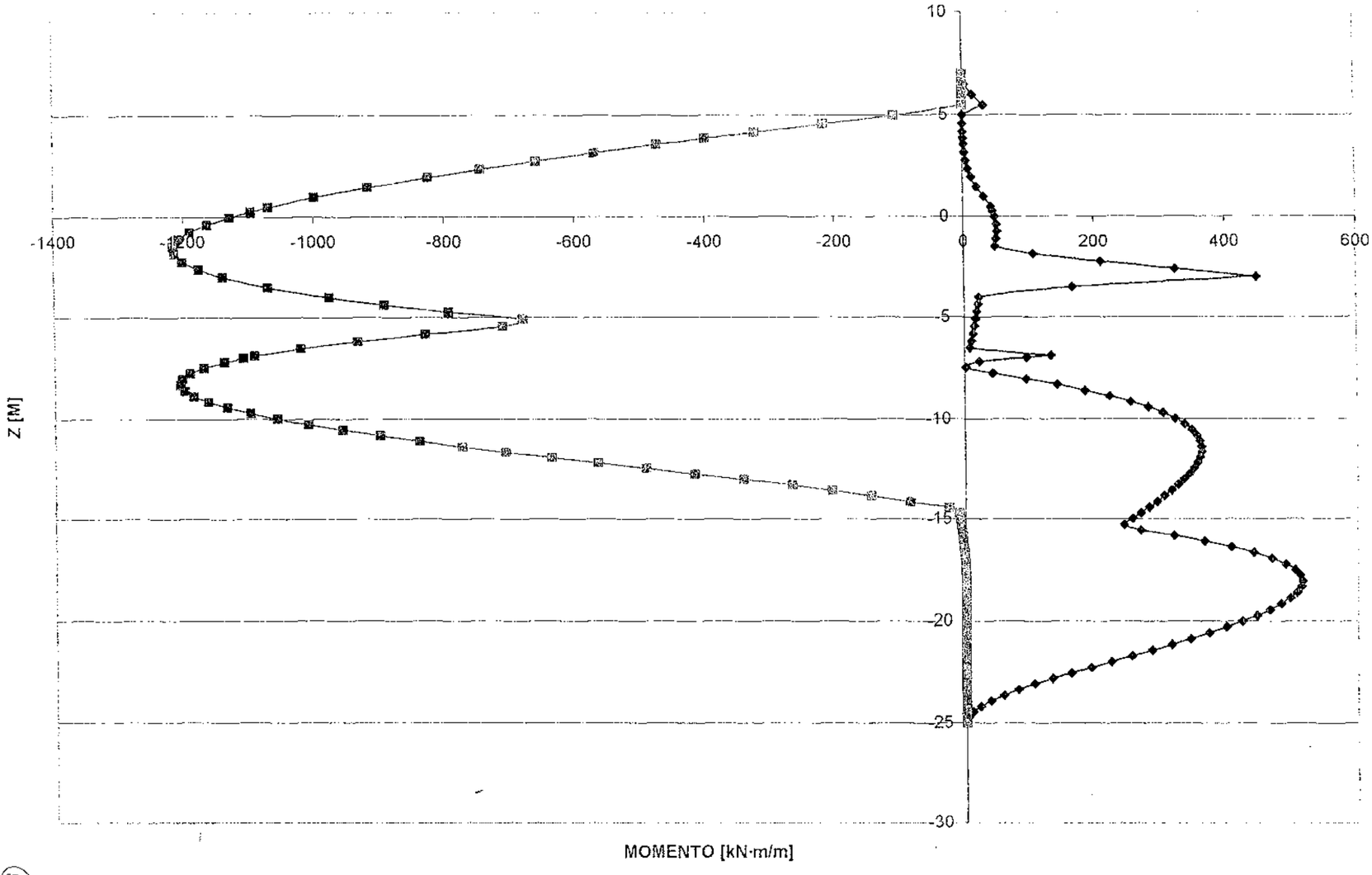
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES SOBRE EL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS.

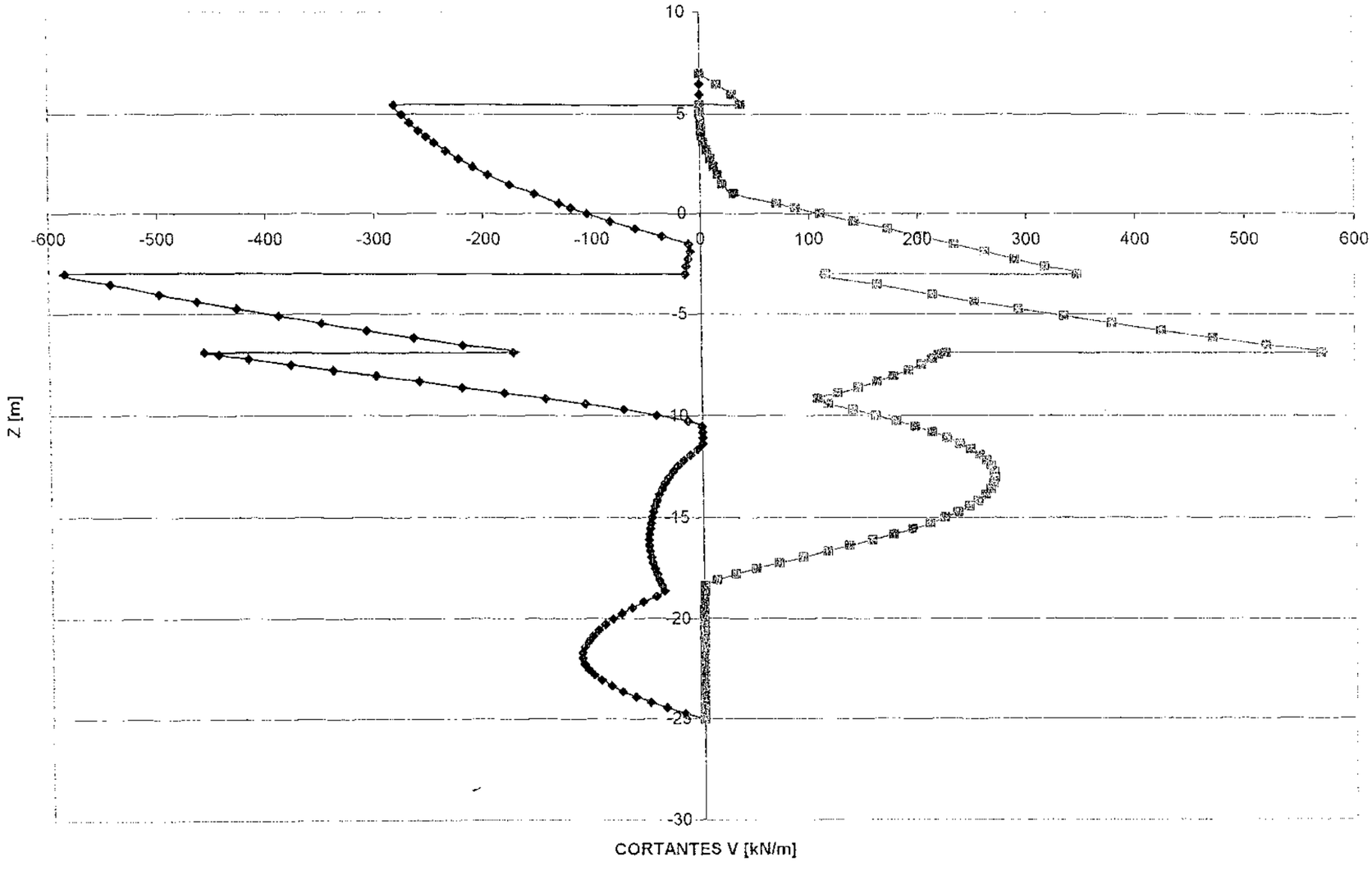
(12)

ENTE DE MOMENTOS FLECTORES



POZO B-17
27/06/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES



POZO B-17
27/06/2005

NOTAS DE ARMADO

I) FLEXIÓN

Ia) INTRADÓS:

- Pico de momentos flectores

m_k = 1216 KN.m/m

m_d = 1,50 · 1216 KN.m/m = 1824 KN.m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

A_s = 57,75 cm²/m

En 1 batache de 5,0m A_s = 288,75 cm²

Se cubre con 60 Φ25 (30 Φ25 + 30 Φ25) a 30 Φ25 + 30 Φ25

- Momento último con 6 Φ25 pmL

A_s = 29,454 cm²/m

m_u = 1081,90 KN.m/m

m_{adm} = $m_{u,k}$ = 721,3 KN.m/m

Si tiene m_k ≤ 720 KN.m/m para z ≤ -11,65m

z = 3,00m

los Φ25 deben llegar hasta z = 3,00 + 1,00 + 1,00 + 0,50 = 5,50m
(h_b, d, ε)

z = -11,65 - 1,00 - 1,00 - 0,50 = -14,15m → Si llegan hasta z = -14,50m

- Momento último con (6 Φ25 + 4 Φ25) pmL

A_s = 49,09 cm²/m

m_u = 1653,48 KN.m/m

$m_{u,k}$ = m_{adm} = 1102,3 KN.m/m

Si tiene m_k = 1100 KN.m/m para z ≤ -9,50m

los Φ25 deben llegar hasta z = -9,50 - 1,00 - 1,00 - 0,50 = -12,00

- Momento último con (6 Φ25 + 2 Φ25) pmL

A_s = 49,09 cm²/m

m_u = 1653,48 KN.m/m

$m_{u,k}$ = m_{adm} = 1102,3 KN.m/m

Si tiene m_k ≤ 1100 KN.m/m para z ≥ 9,50m → los Φ25 deben llegar

llegar hasta z = 0,50 + 1,00 + 1,00 + 0,50 = 3,00m

Ib) TRASDÓS:

- Pico de momento

m_k = 520 KN.m/m

m_d = 1,50 × 520 = 780 KN.m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

A_s = 22,47 cm²/m

En 1 batache de 5,0m hay que disponer 112,35 cm²

Se disponen 20 Φ25 → 6 Φ25 pmL

II) CORTANTES:

Pico en cimentación $V_{d,max}$ = 385 kN/m

V_d = 277,5 kN/m

A_s = 29,154 cm²/m como mínimo.

A_s = 20,657 cm²/m²

↳ Dimensionamiento con programa BASIK

Se cubre con cercos Φ16 en planta a 0,15 (A_s = 21,45 cm²/m²)

(bien)

III) PUNZONAMIENTO

Nº riesgo de punzonamiento muy apoyo central de la pantalla en el muro-pantalla perimetral

(17)

Momento último con 1 Φ25 pant (Adicional al Dtado)

A_s = 19,636 cm²/m

M_d = 734,13 kN·m/m

$M_{d,K}$ = 489,42 kN·m/m

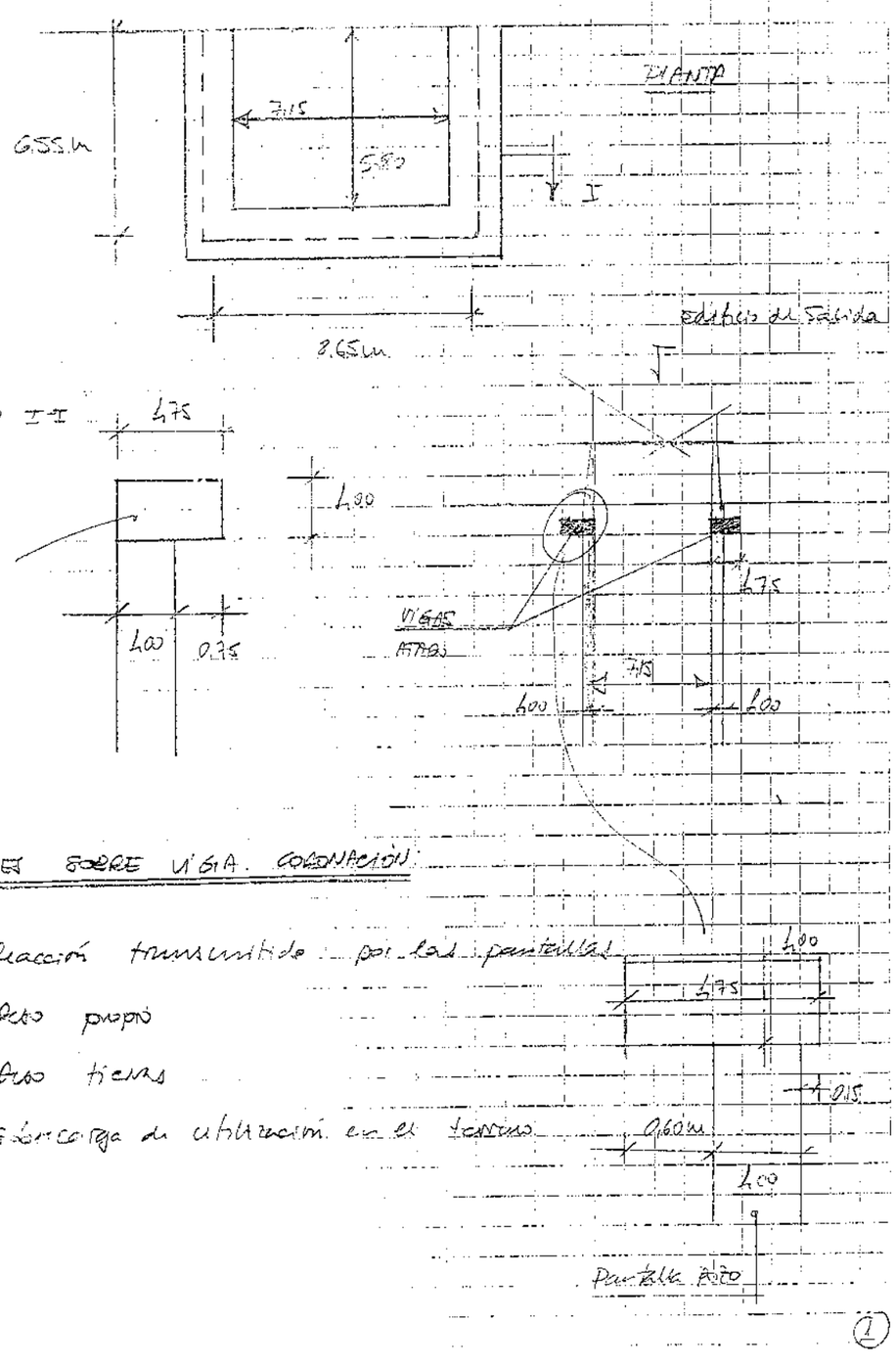
Se tiene M_K < 495 kN·m/m para 25 - 12,2 = 13,00 cm (no Φ25

cubre bien hasta t = 13,00 - 1,20 - 1,20 - 0,50 = 15,50 m

(18)

VIGA DE CORONACIÓN POZO DE EVACUACIÓN

SECUENCIA



ACCIONES SOBRE VIGA CORONACIÓN

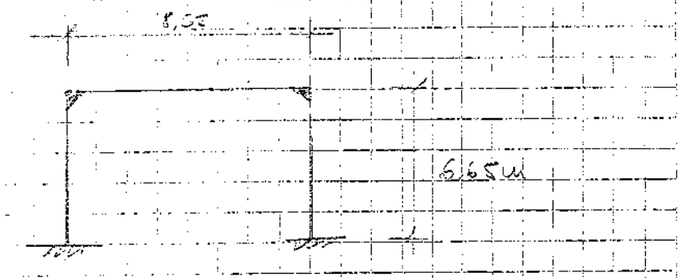
* Reacción transmitida por las pantallas
* Peso propio
* Peso tierras
* Sobrecarga de utilización en el trasdós

COMPORTAMIENTO

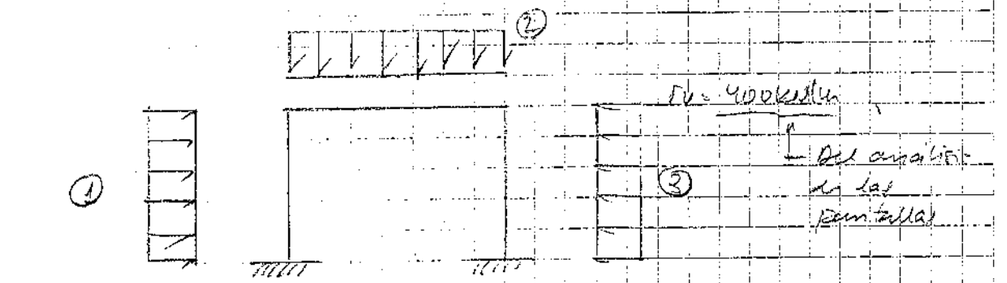
La estructura que da forma a la viga de coronación compete como un marco. La fuerza que aparece en compatibilidad (comportamiento pantalla-marco) no se necesario tenerla en consideración.

Si se tuvieran en cuenta los momentos flectores que se transmiten a la viga de coronación desde las pantallas

MODELO:



ACCIONES APLICADAS (Reacción en las pantallas más el marco)



Archivo SAP: "VIGA_POZO_V8.SDB"

① VIGA DE COSTANERA

q_k = 400 kN/m

q_d = 1,50 × 400 kN/m = 600 kN/m

Modelo SAP: "VIGA P080-V3508"

Dimensionamiento:

I) FLEXIÓN:

- $M_{k,máx}$ = 4140 kN·m

  $M_{d,máx}$ = 1,50 · 4140 = 6210 kN·m

  dimensionamiento con programa BASIC

  A_s ≥ 121,4 cm² → 25 Φ25

  ↑ con h = 1,75 → 22 Φ25

- M_k = 3000 kN·m (Si toma canto de 1,75m)

  M_d = 1,50 × 3000 = 4500 kN·m

  dimensionamiento con programa BASIC (h = 1,75m)

  A_s ≥ 65,95 cm² → 14 Φ25

- M_k = 2150 kN·m

  M_d = 1,50 × 2150 kN·m = 4725 kN·m

  dimensionamiento con programa BASIC: (h = 1,75m)

  A_s ≥ 73,14 cm² → 15 Φ25

II) CORTANTE:

$V_{k,max}$ = 2100 kN

V_d = 1,50 × 2100 kN = 3150 kN.

A_s = 84,36 cm² (como mínimo 7 Φ25)

b = 1,00m; h = 1,75m; r = 0,10m → A_d = 46,7 cm²/m

Obs: Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo, en lado seguro. V_k = 1520 kN

V_d = 1,50 × 1520 = 2280 kN

A_s = 84,36 cm² (como mínimo 7 Φ25)

h = 1,00m; h = 1,75m; r = 0,10m → A_d = 32,35 cm²/m

ADHERENCIA:

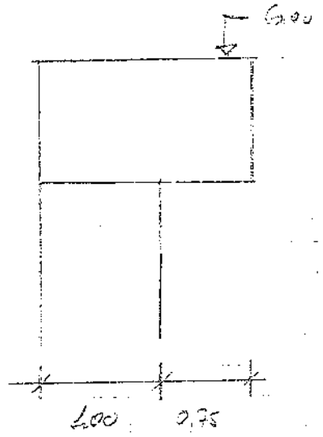
q = 1,50 × 400 kN/m = 600 kN/m

$A_d \geq \frac{q_d}{f_{yd}} \cdot \frac{0,60\ MN/m}{400\ MPa}$ = 15 cm²/m (adicionales)

Total: A_d = 32,35 + 15 = 47,35 cm²/m

Se cubre con 1 c Φ25 a 0,20

FLEXIÓN TRANSVERSAL



Dimensionamiento como viga de 1 Sm de ancho de hormigón + 1cm de altura de tierra y 5cm capa)

· Acciones

g1 = 1,00 × 0,75 = 25 kN/m³ = 18,75 kN/m

tierra: h = 1,00m, q = 20,0 kN/m

Sc: 10 kN/m²

g total: 1,35 × 18,75 + 1,50 (10) = 70,2125 kN/m = 70,50 kN/m

Dimensionamiento:

a) Flexión: Md = 70,50 · $\frac{0,75^2}{2}$ = 19,83 kN/m ≈ 20 kN·m

h = 1,00m, r = 0,15m (se ha bajado en cuenta la altura útil canto por mitad cada)

As = 0,54 cm²/m ← se cumple sobradamente con el mínimo de la armadura adoptada

(también se cubre la cuantía mínima para cada lado

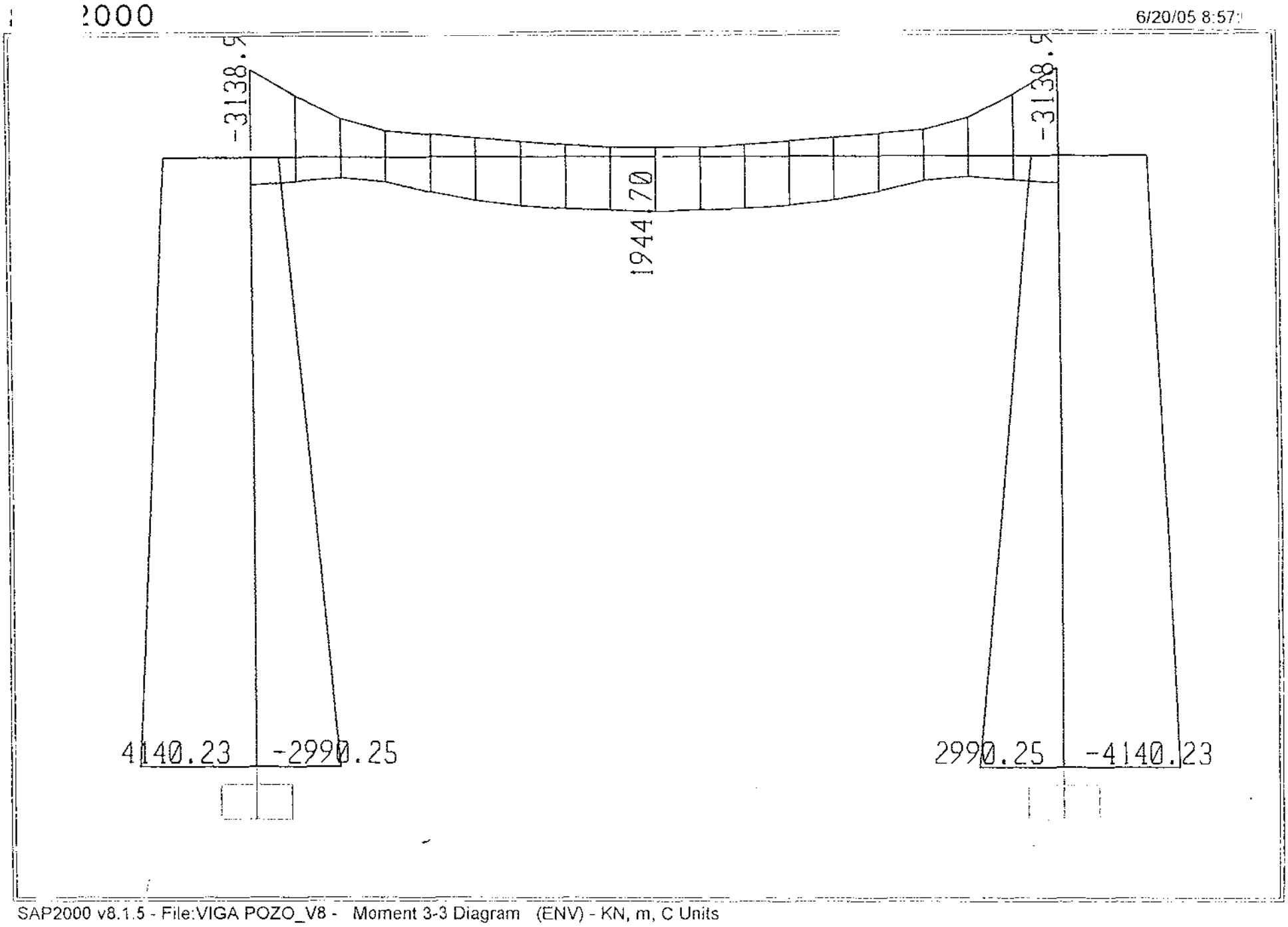
Total transversal As = 29,545 cm²/m, Asmin = 15,23 cm²/m (OK!) (5)

Momento último con 10 Φ 25

As = 49,09 cm² → Mu = 3261,02 kN·m

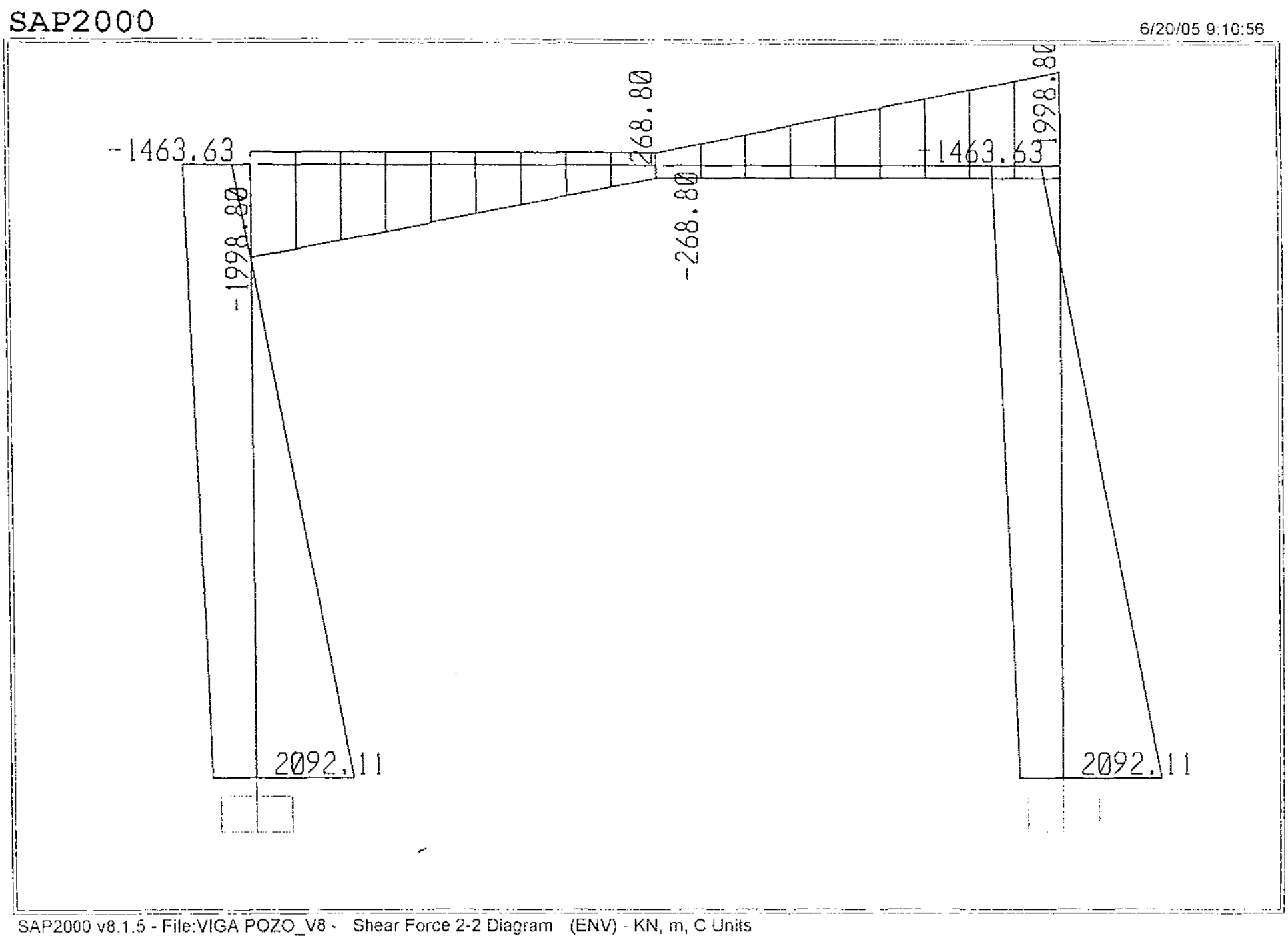
Madm = Mu/1,5 = 2240,7 kN·m

Se tiene MK = 2240 kN·m a 2,55 m del empotramiento a partir de ese pto andaje + desplaz. mín. 0,25 que dobla hasta 2,55 = $\frac{1,75}{d}$ + $\frac{1,00}{b}$ = 5,30 m → se llevan hasta 5,50 m (6)



SAP2000 v8.1.5 - File:VIGA POZO_V8 - Moment 3-3 Diagram (ENV) - KN, m, C Units

(44)



SAP2000 v8.1.5 - File:VIGA POZO_V8 - Shear Force 2-2 Diagram (ENV) - KN, m, C Units

(45)

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCIÓN

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

POZO DE EVACUACIÓN EN CRUCE DE LA TRAZA DEL FALSO TÚNEL DE CAN TUNIS CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.
PK: 707+040

PANTALLAS Y VIGA DE ATADO.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 4 de agosto de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
POZO EVACUACIÓN EN EL CRUCE CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.

PANTALLAS Y VIGA DE ATADO.
P.K: 707+040

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Se trata del pozo situado en el cruce de la Traza del Falso Túnel de Can Tunis con la carretera de la Feixa Llarga, en el PK 707+040, aproximadamente. Este pozo sirve de salida de evacuación interior del Falso Túnel.

El pozo se construye con un recinto de pantallas apoyadas en cabeza en una viga de coronación que toma forma de marco de hormigón armado, empotrado en la cubierta del tramo correspondiente de traza de Falso Túnel.

Se diseñan las pantallas y la viga de coronación del pozo. La losa de fondo, los forjados intermedios, las zancas de las escaleras y los muros recrecidos del edificio de salida al exterior no sufren adaptaciones respecto del Proyecto Original, por lo que no requieren un recálculo y se mantiene su diseño.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS Y SERVICIOS EXISTENTES.

No se tiene constancia de interferencia alguna con servicios existentes, por lo que no se han tomado medidas específicas al respecto.

2.2 TERRENO.

Todos los parámetros que intervienen en el cálculo de esfuerzos y movimientos de las pantallas son los mismos que se emplearon en el Tramo de Prueba (PK: 706+680 a 706+980), que a su vez coinciden con los considerados en el Proyecto Original. Pueden resumirse en:

- Hasta la cota z=1.00m: Rellenos antrópicos
  - · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  - · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  - · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.333
  - · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.500
  - · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.000
  - · Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  - · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=30°
  - · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.00 en activo y en pasivo
  - · Coeficiente de balasto del terreno: 1000Tn/m^3

- Hasta la cota z=-7.00m: Acuífero superior
  - · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  - · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  - · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.2683
  - · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.4554
  - · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.3921
  - · Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  - · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=33°
  - · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  - · Coeficiente de balasto del terreno: 2500Tn/m^3

- Hasta la cota z=-28.00m: Limos entre acuíferos
  - · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  - · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  - · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.3311
  - · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.5305
  - · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=2.7698
  - · Cohesión: 0.50Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  - · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=28°
  - · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  - · Coeficiente de balasto del terreno: 2000Tn/m^3

2.3 DETALLES TIPO.

Para las dimensiones y detalles tipo del Pozo se han respetado las especificaciones del proyecto original.

2.4 NIVEL FREÁTICO.

Tal y como se especifica en el proyecto original, se dimensiona la estructura para una posible subida del NF hasta la cota +2.0 por un carrera de marea extrema. Si bien, el NF normal se ha considerado a la cota z = +0.50 m.

El procedimiento constructivo requiere de unos achiques de agua entre hastiales para permitir la excavación interior del pozo. En el cálculo de las pantallas se ha considerado que el nivel freático en el intradós está 1.0m por debajo de la cota de máxima excavación (en z=-8.5m, aproximadamente). Las presiones de agua

consideradas pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

3. NORMATIVA CONSIDERADA.

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se han seguido las especificaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE.

Para la definición de acciones en terraplenes adyacentes a las estructuras se han seguido las especificaciones de la Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera (IAP).

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de las pantallas de este tramo de la traza han sido:

- La acción de las tierras: Empujes.
- La acción del agua: Empujes.
- Posible sobrecarga en el terreno adyacente a la estructura. (según IAP)

Asimismo, se ha tenido en cuenta el procedimiento constructivo evolutivo, tomando para cada una de las fases intermedias el esquema estático real y se han obtenido los esfuerzos en cada fase como suma de los esfuerzos que aparecen en todas y cada una de las fases intermedias previas a ella.

El dimensionamiento y verificación final de la estructura tiene en cuenta los esfuerzos y movimientos aparecidos a lo largo de todo el procedimiento constructivo, de modo que se garantice el correcto funcionamiento de la misma en cada una de las fases por las que debe pasar hasta alcanzar el estado de entrada en servicio.

Para el cálculo de la viga de coronación se han tenido en cuenta, además del peso propio y la carga de tierras, las reacciones en cabeza de las pantallas sobre el marco empotrado en la cubierta de la traza.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón pantallas: HA-25
- Hormigón viga de atado: HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control:

- Materiales: Hormigón: control estadistico
  Acero pasivo: normal
- Ejecución: intenso

4.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

Todo el cálculo de esfuerzos y movimientos en las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Dicho programa permite simular el procedimiento constructivo evolutivo, las propiedades del terreno por estratos, las presiones de agua, los diferentes esquemas estáticos que aparecen a lo largo del procedimiento constructivo, etc.

Los resultados más relevantes obtenidos del análisis de las pantallas se presentan a modo de resumen en la Nota de Cálculo incluida en esta memoria.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

En este tramo se plantea un procedimiento constructivo para la excavación interior del Pozo con un nivel de puntales provisionales (Puede consultarse un esquema del procedimiento constructivo en el apartado "PLANOS" de este documento, en el que se definen las cotas de excavación intermedia, las cotas de los puntales provisionales, etc). Para facilitar la excavación interior del Pozo desde arriba se diseñará un puntal provisional en forma de marco metálico con un gran hueco central que deje espacio para la extracción de tierras.

Para el procedimiento constructivo descrito se realiza una verificación y dimensionamiento de las pantallas (verificación de tensiones en el terreno y fracción del empuje pasivo máximo movilizado, control de movimientos teóricos y dimensionamiento de las pantallas frente a los estados límites últimos de flexión y cortante), que puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis estructural de las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, están escritos en BASIC y están basados en el libro HORMIGÓN ARMADO de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

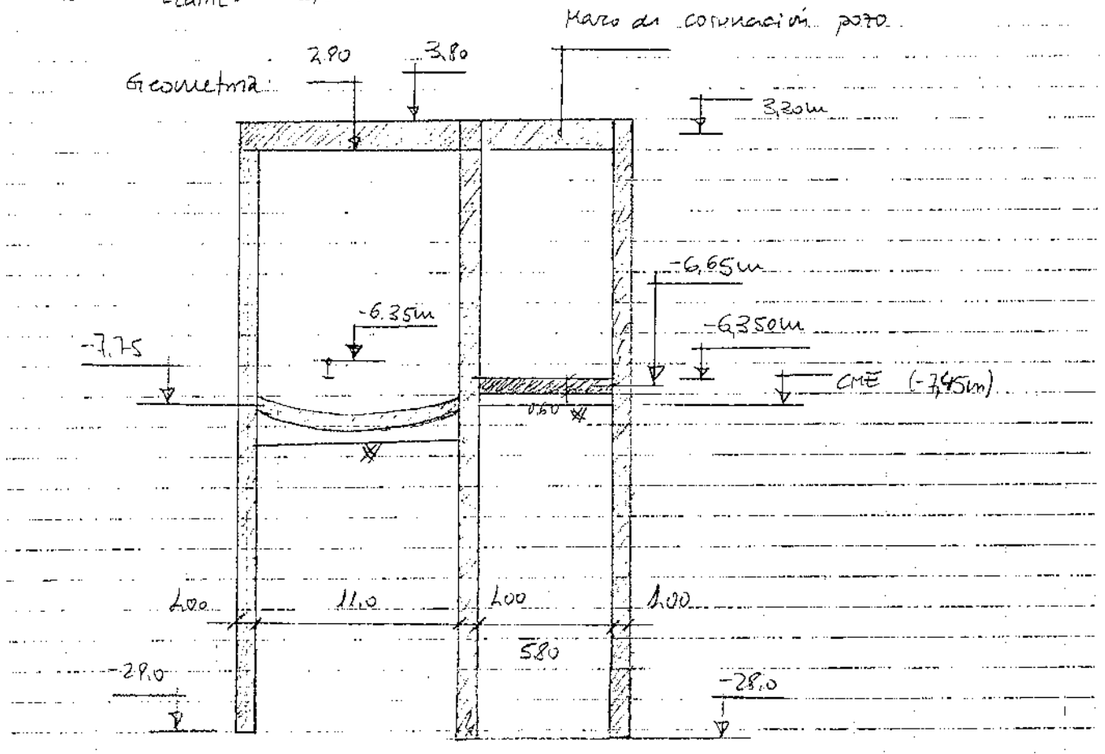
Barcelona, a 4 de agosto de 2005

Con Tunic — -1- — 2-Agu-05

Pozo EVACUACIÓN FERIA LARGA

PK. 707+040

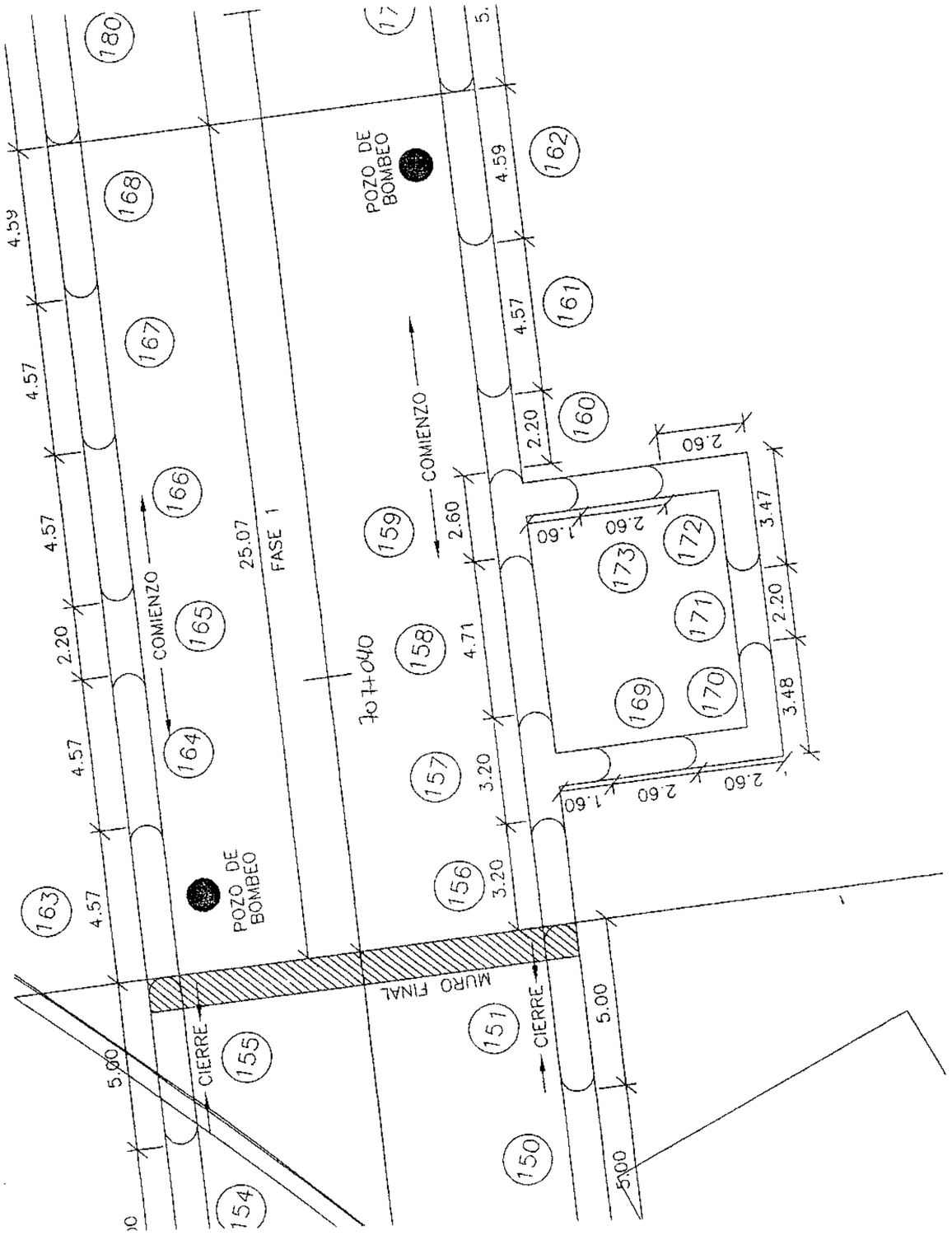
Zcaint = - 6,350m



Ar clase R/00

PS POZO F. R/0

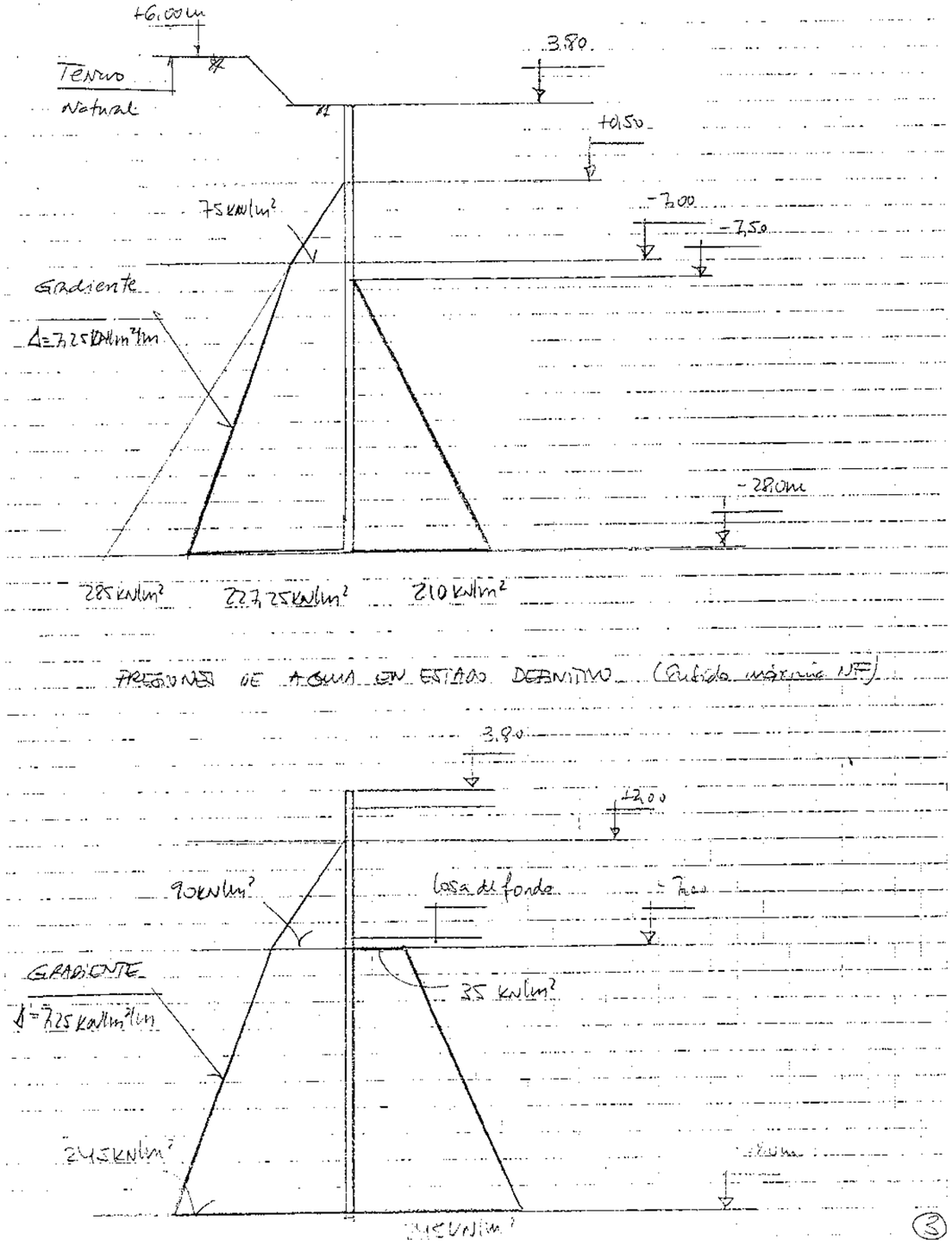
(1)



(2)

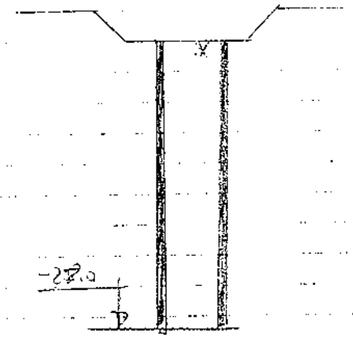
PRESIONES de AGUA

Ley de presiones de agua

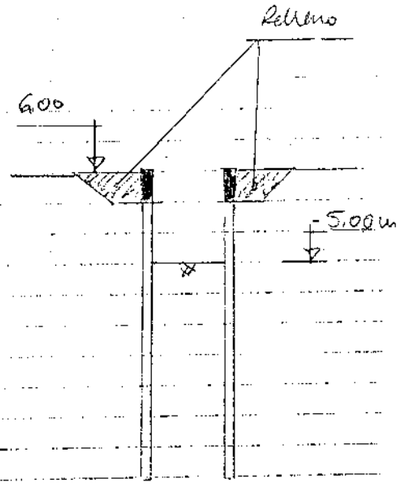


PRESIONES DE AGUA EN ESTADO DEFINITIVO (Cubeta máxima NF)

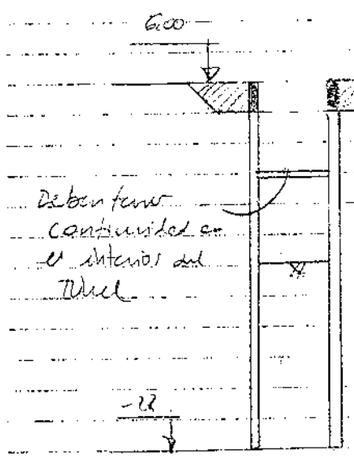
ETAPAS PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.



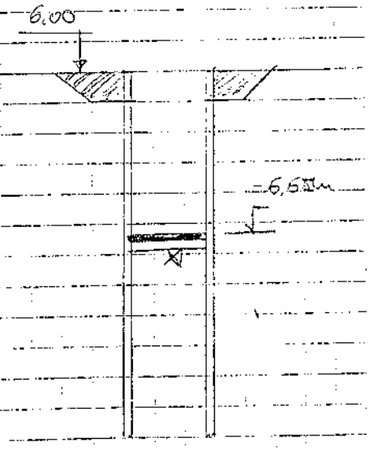
PLATAFORMA DE TRABAJO +
EJECUCIÓN PANTALLAS +
ACHIQUE DE AGUA ENTRE PANTALLAS +



DESCARGADO PANTALLAS + MURO DE ATAQUE + EXCAVACIÓN MUROS + RELLENO TIERRAS HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL
EXCAVACIÓN HASTA Z= -6.00m



INSTALACIÓN DE PUNTALES PROVISIONALES Y EXCAVACIÓN HASTA COTA



EJECUCIÓN SOLERA DE FONDO Y RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES
FINAL ACHIQUE AGUAS + ACABADOS

PUNTALES PROVISIONALES

K = 71650 kN/m/m ← Ver Nota de Cálculo nº pozo de evacuación en la B-17

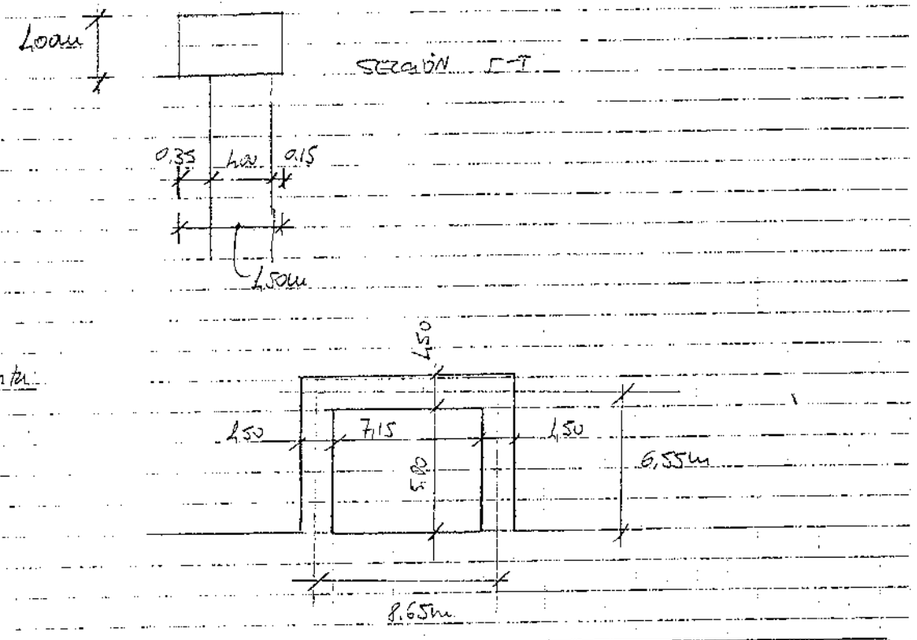
Kpunt. = 715 T/m/m

LOSA de FONDO

K = 2517000 kN/m/m ← Ver Nota de Cálculo del pozo de evacuación en la B-17

Klosa = 25170 T/m/m

VIGA CORONACIÓN



Keq = 775230 kN/m/m

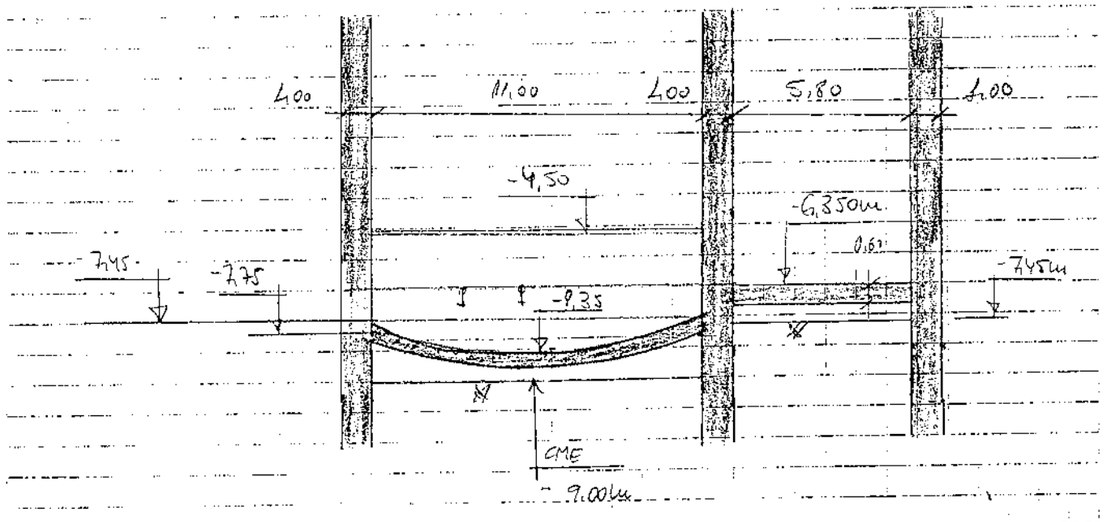
Kviga = 77530 T/m/m

Las pantallas están ejecutadas con el acuerdo definido en planos 2.9.3.16 (de Febrero de 2004)

Última revisión 19-Abril-05 por cambio cota puntallo

Cota puntal provisional en z = -4,50m

Hay que dar continuidad a las puntallas en el interior del foso final

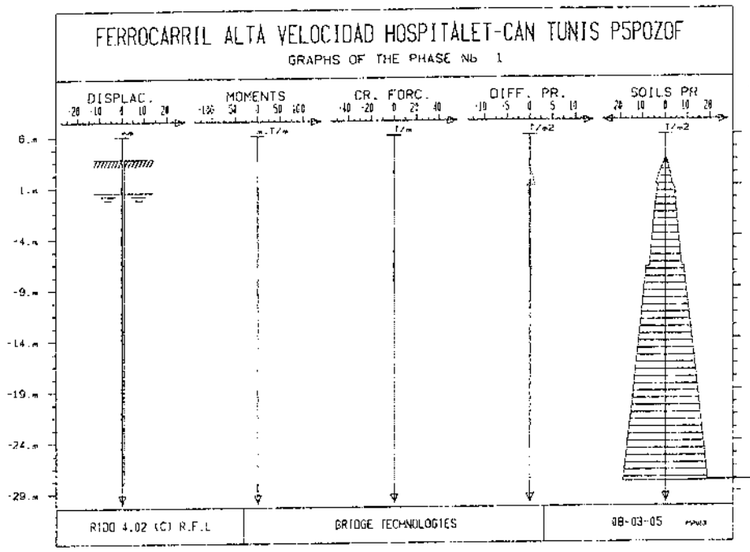


Se dispone un puntal en z = -4,00m (Acero galga de 4,15m)

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS PSPOZOF *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P5 PARA EL POZO DE EVACUACION
* EN LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA
* EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
6.0
3.8 0.0
-28.0 1.0^3*2.726E6/12
6.5
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 3.8
EXC(2) 3.8
SUB(1) 3.8 0.0 1.0 1.0
SUB(1) 3.8 1.0 2.0 3.0
SUB(1) 3.8 2.0 3.0 5.0
SUB(1) 3.8 3.0 35.0 6.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 23.0
WAT(2) -7.5 0.0
WAT(2) -28.0 21.0
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE LA VIGA DE CORONACION, RECRECIDO MUROS
* Y REPOSICION DEL TERRENO NATURAL
STR 3.3 1.0 0.0 0.0 27530.0
INE(1) 1.0^3*2.726E6/12
BAC(1) 6.0 0.5
3.80 2.0 1.0 0.3333 0.50 3.0 0.0 30.0 0.0 0.0 1000.0
SUB(1) 0.0 35.0 1.0
CAL
* ETAPA 3: EXCAVACION HASTA Z=-5.0m
EXC(2) -5.0
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.0 Y EXCAVACION HASTA CME.
STR -4.0 1.0 0.0 0.0 7165.0
EXC(2) -7.50
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION LOSA DE FONDO Y RETITADA PUNTALES PROVISIONALES
STR -6.65 1.0 0.0 0.0 251700.0
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF HASTA COTA CARRERA EXTREMA DE MAREA
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.5
WAT(2) -7.0 3.5
WAT(2) -28.0 24.5
CAL
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 3.3 1.0 0.0 0.0 0.66*27530.0
STR -6.65 1.0 0.0 0.0 0.66*251700.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

POZO EVACUACIÓN
CRUCE CARRETERA FEIXA LLARGA

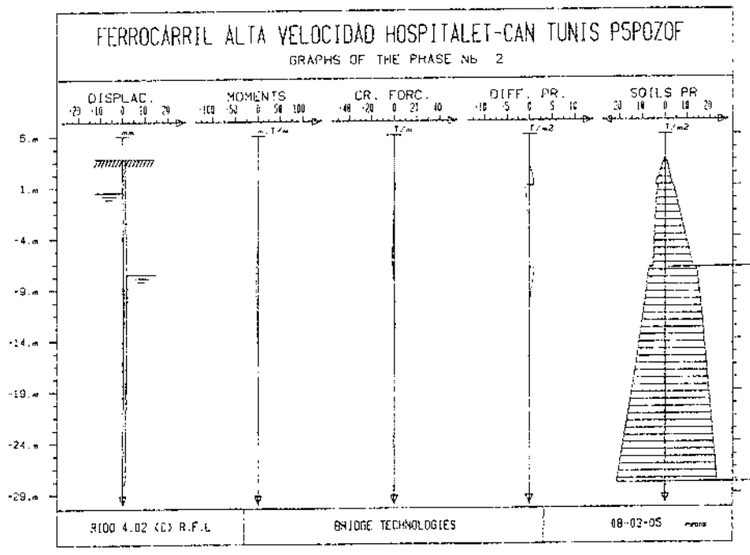
FASE 0: EXCAVACIÓN INICIAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO:



Se moviliza el 19,5% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

19,95 Tn/m²

FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:

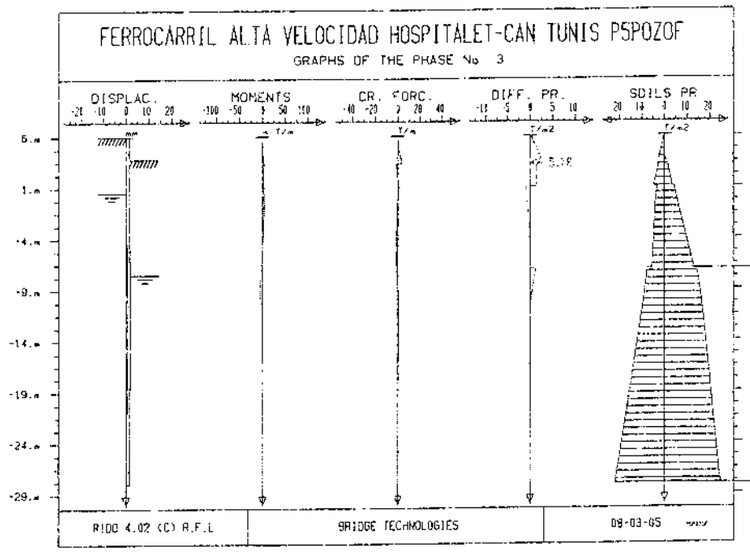


Ep = 20,6 % Epmáx

13,72 Tn/m²

23,39 Tn/m²

FASE 2: EJECUCIÓN VIGA DE ATADO, RECRECIDO DE MUROS Y REPOSICIÓN DEL TERRENO

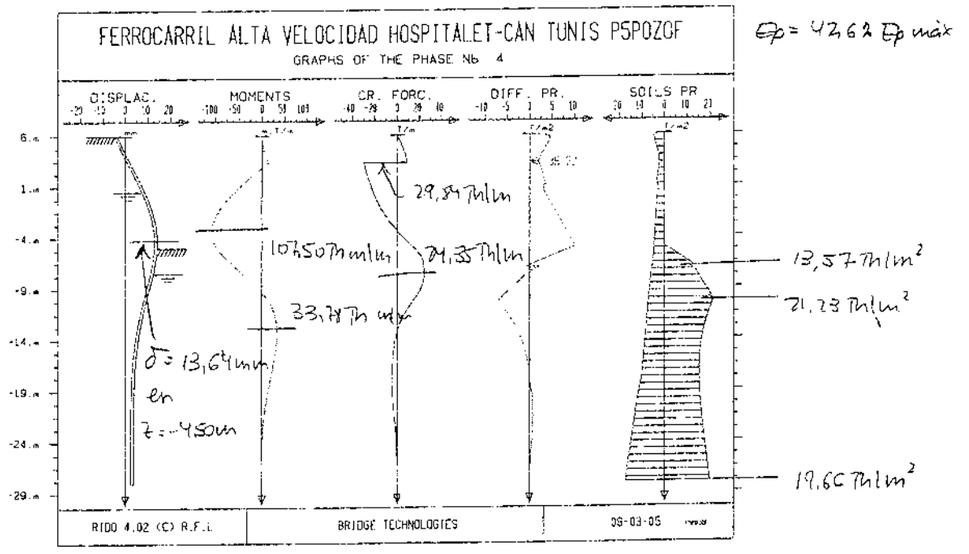


Ep = 21,32 Epmáx

13,99 Tn/m²

21,28 Tn/m²

FASE 3: EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=-5.0m:



Ep = 42,62 Epmáx

29,84 Tn/m

107,50 Tn m/m

21,35 Tn/m

33,78 Tn m/m

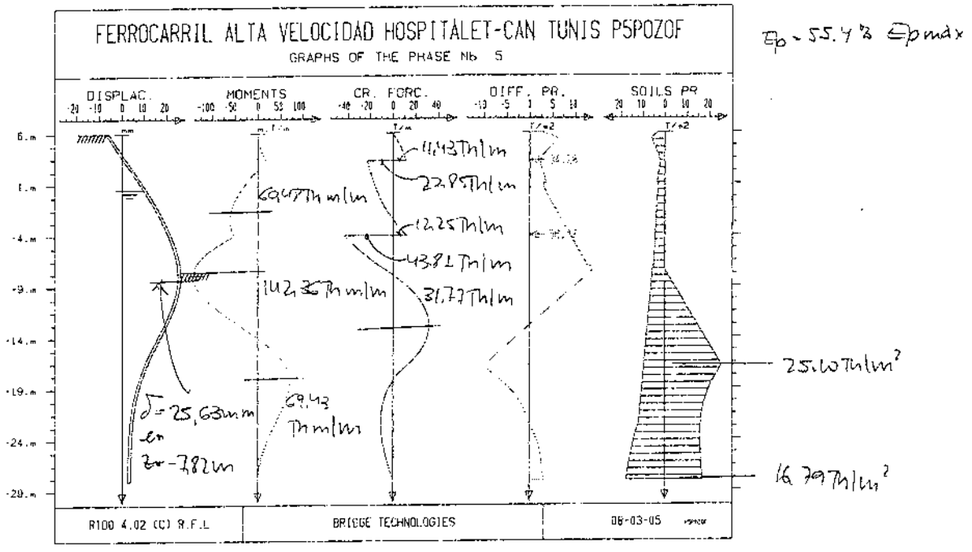
δ = 13,64 mm en z = -4,50 m

13,57 Tn/m²

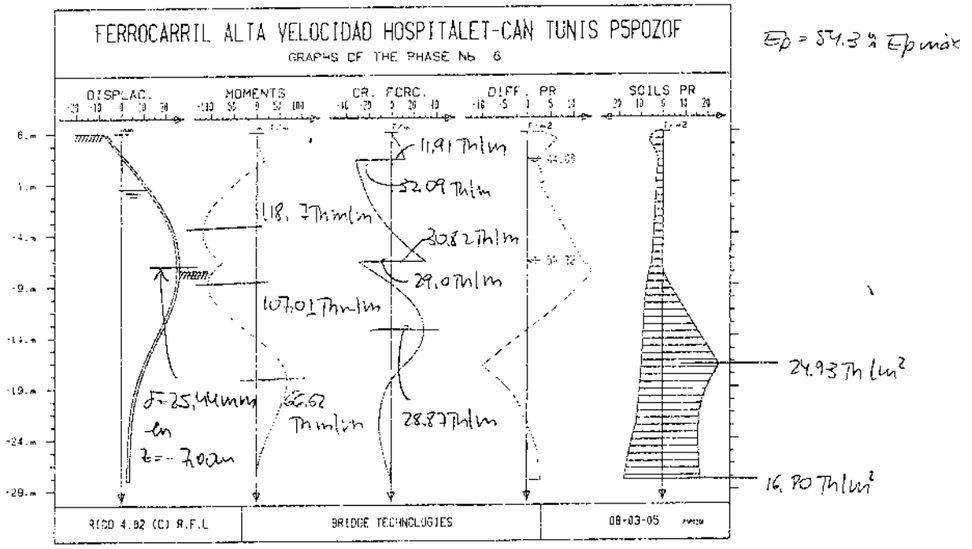
21,28 Tn/m²

19,60 Tn/m²

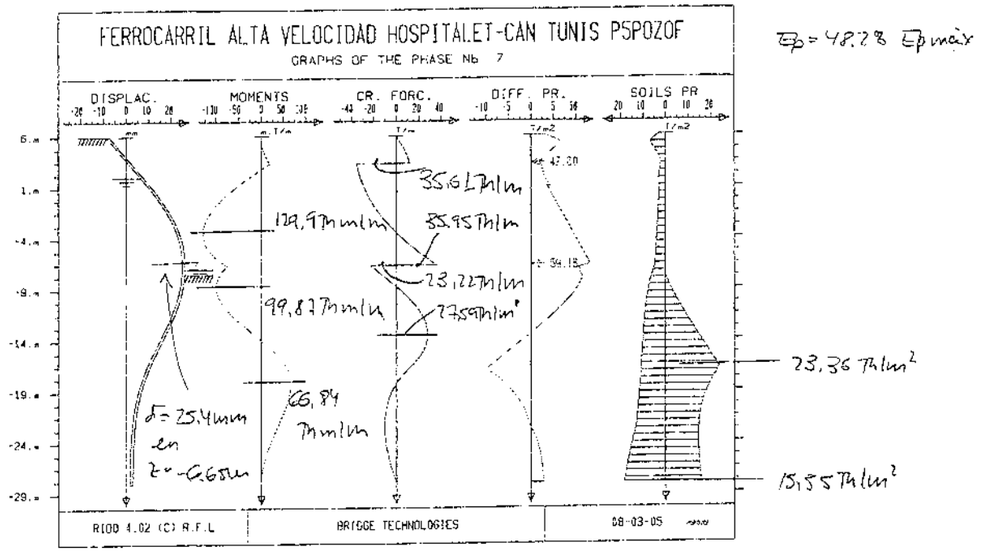
FASE 4: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.00m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



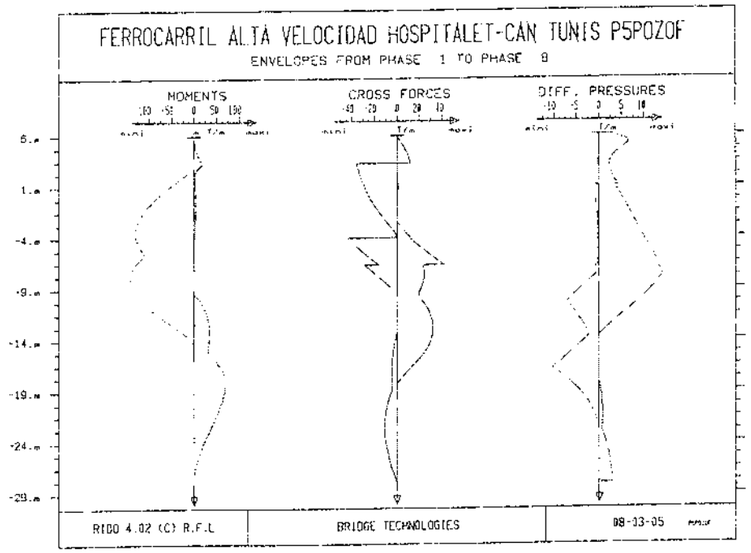
FASE 5: EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



FASE 6: SUBIDA DEL NF HASTA COTA MÁXIMA POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES SOBRE EL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

FLEXIÓN

TRASDÓS

• Momento último con 6Φ32 pasl (r = 0.11m)

A_s = 48.25 cm²/m → m_u = 1711.20 KN.m/m

$m_{adm} = m_{u,k}$ = 1141.2 KN.m/m

Se dispone de 6Φ32 efectivamente anclados entre (*)

z = -3.00 y z = -11.00m

(*) Contando con anclaje + anclaje + error posicionamiento

4.50 + 4.00 + 0.50 = 3.00m

• Momento último con 6Φ25 pasl (r = 0.11m)

A_s = 29.454 cm²/m m_u = 1081.95 KN.m/m

$m_{adm} = m_{u,k}$ = 721.3 KN.m/m

INTRADÓS

• Momento último con 4Φ25 pasl (r = 0.11m)

A_s = 19.636 cm²/m m_u = 734.13 KN.m/m

$m_{adm} = m_{u,k}$ = 489.42 KN.m/m

• Momento último con (4Φ25 + 6Φ32) pasl

A_s = 67.889 cm²/m m_u = 2206.5 KN.m/m

$m_{adm} = m_{u,k}$ = 1467.7 KN.m/m

• Momento último con (6Φ32 + 6.4 Φ32) pasl

A_s = 99.72 cm²/m m_u = 3021.94 KN.m/m

$m_{adm} = m_{u,k}$ = 2014.63 KN.m/m

x = 0.45d ← Fallo dúctil (Fallo por el hormigón con $\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$)

• Momento último con (6Φ25 + 6.4 Φ32) pasl

A_s = 80.923 cm²/m m_u = 2553.81 KN.m/m

$m_{adm} = m_{u,k}$ = 1702.54 KN.m/m

• Momento último con 6.40 Φ32 pasl

A_s = 51.47 cm²/m m_u = 1814.98 KN.m/m

$m_{adm} = m_{u,k}$ = 1210 KN.m/m

CORTANTE

• Cortante último con 8 ramas Φ20 cada 5.00m (en planos a 0.15)

A_K = 33.51 cm²/m/m

A_s = 48.252 cm²/m ← como mínimo 6Φ32

V_u = 1386.5 KN/m $V_{adm} = V_{u,k}$ = 924.3 KN/m

• Cortante último con 8 ramas Φ16 a 0.15 (en 5.0m)

A_K = 21.45 cm²/m/m

A_s = 29.454 cm²/m ← como mínimo 6Φ25

V_u = 952.60 KN/m $V_{adm} = V_{u,k}$ = 635.1 KN/m

• Cortante último con 8 ramas Φ12 a 0.15 (en 5.0m)

A_K = 12.064 cm²/m/m

A_s = 29.454 cm²/m

V_u = 651.27 KN/m $V_{adm} = V_{u,k}$ = 434.58 KN/m

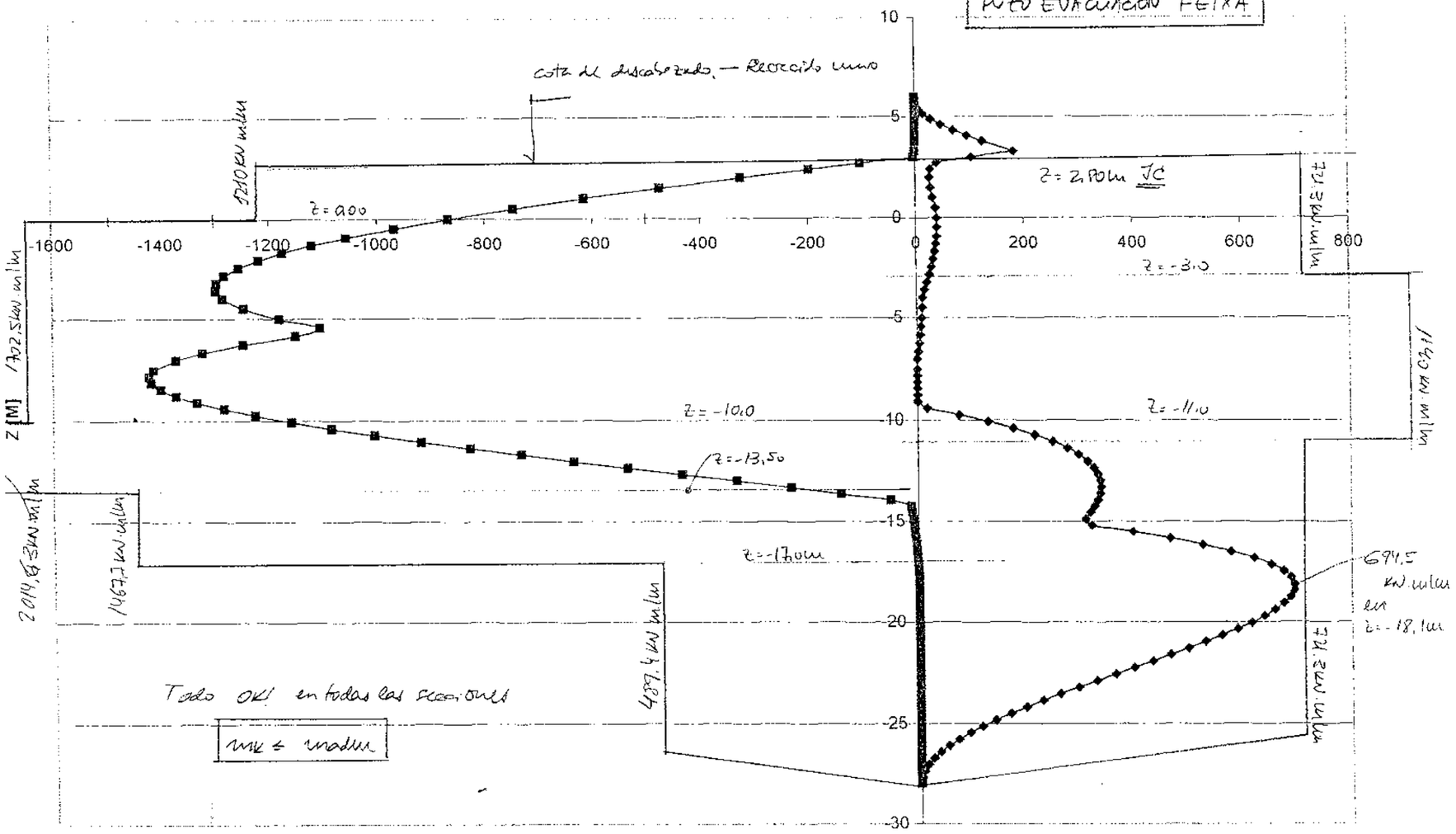
↑ ver hoja adjunta V_u vs V_{adm}

↑ anclando medio canto útil

E NTE DE MOMENTOS FLECTORES

m_k vs. m_{adm} [kN·m/m]

POZO EVACUACIÓN FEIXA

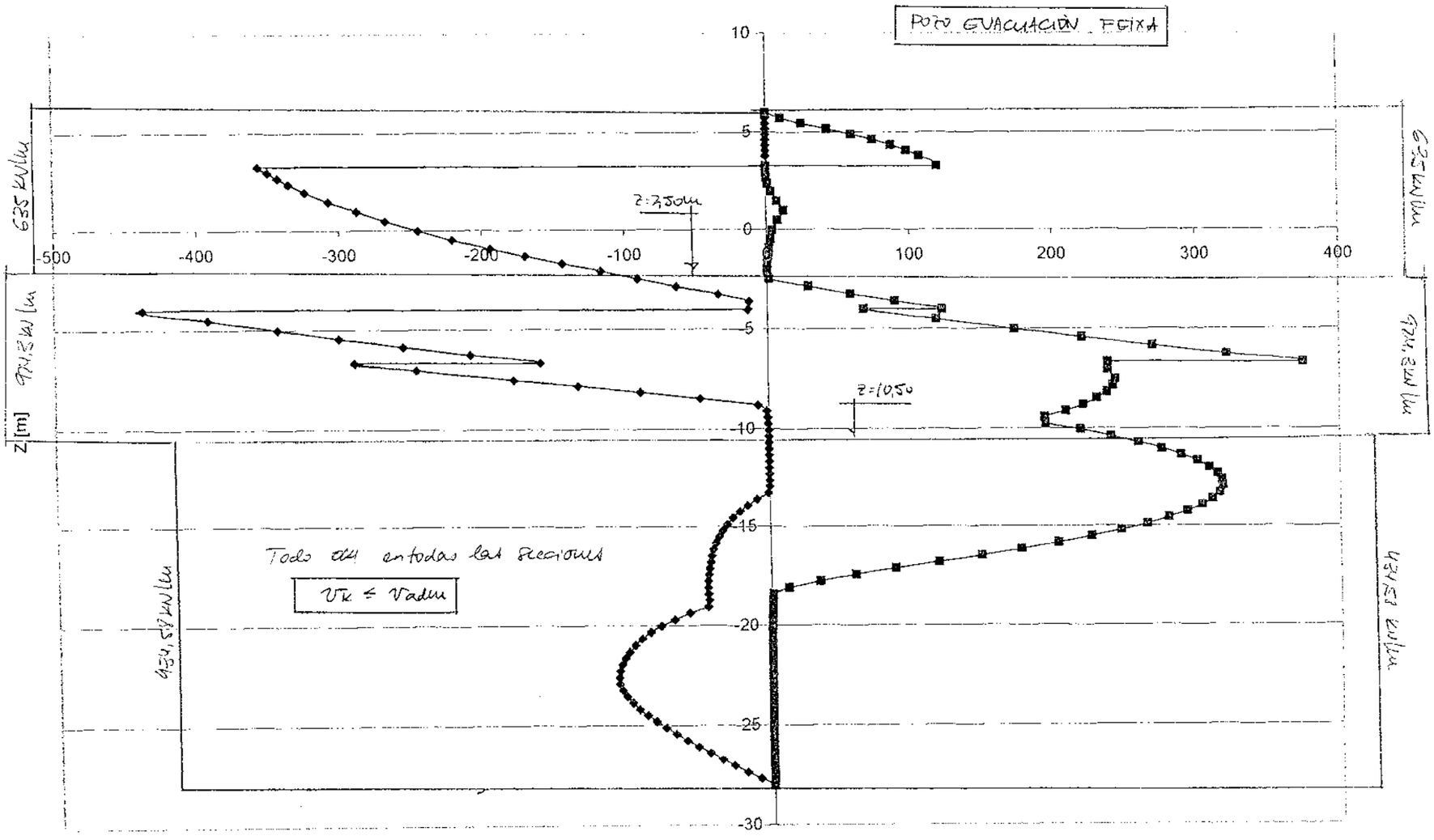


POZO FEIXA LLARGA
03/08/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES

V_k vs V_{adm} [kN/m]

POZO EVACUACIÓN FEIXA



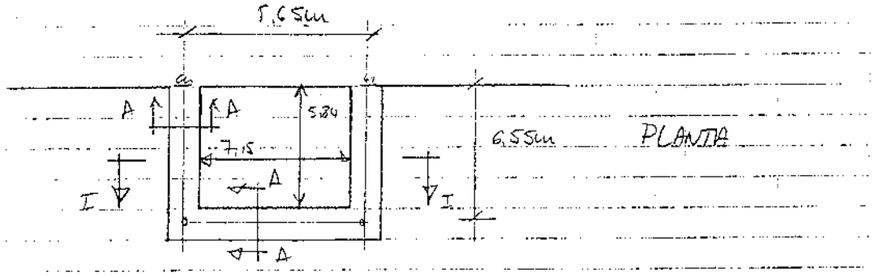
POZO FEIXA LLARGA
03/08/2005

VIGA de CORONACIÓN (VERIFICACIÓN)

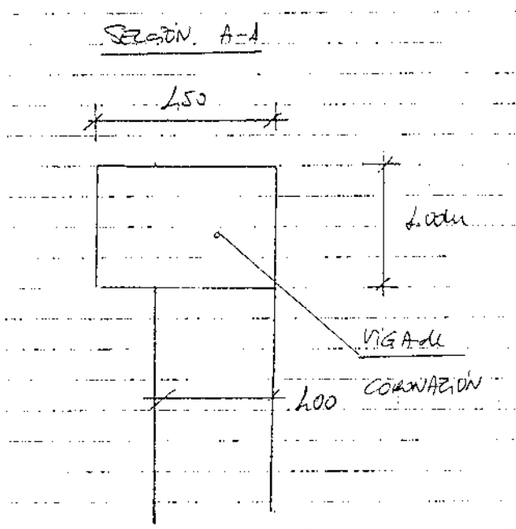
Reacción de las pantallas sobre la viga de coronación

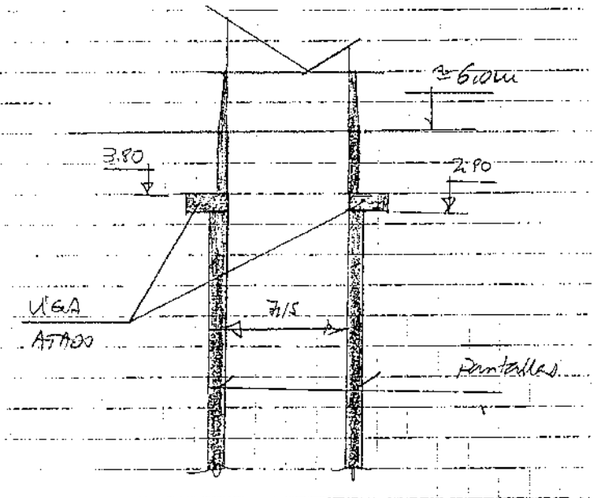
$R_{k\,max} = 476{,}0$ kN/m

Geometría:



SECCIÓN A-A





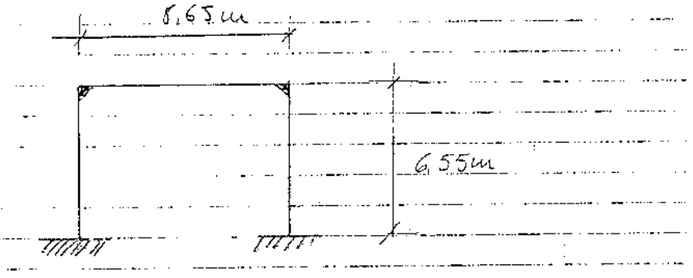
ACCIONES

* PESO PROPIO
* PESO DE TIERRAS — altura de tierras ≈ 2.00m
* APOYO DE LAS PANTALLAS SOBRE VIGA DE CORONACIÓN
* γ_{SC} de utilización en el terreno

COMPORTAMIENTO

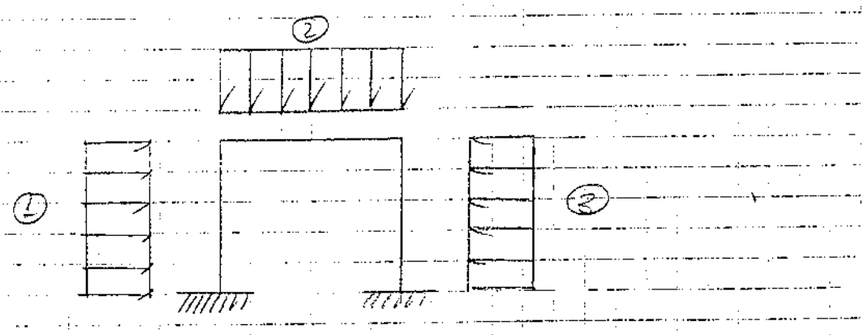
La estructura de la viga de atado se comporta como un marco empotrado en la cubierta (la torsión que aparece es de compatibilidad y no es necesario tenerla en cuenta)

MODELO:



ACCIONES APLICADAS

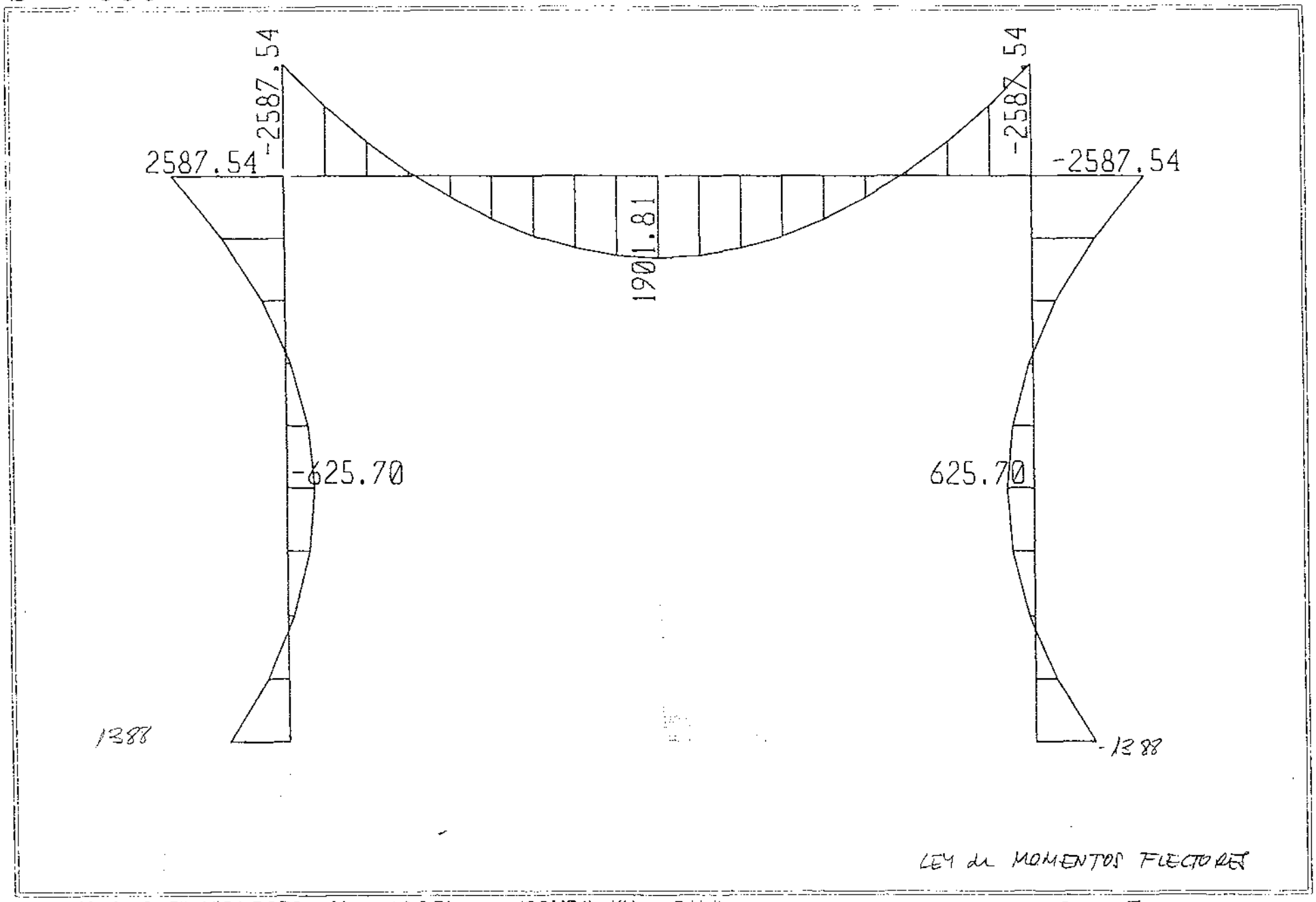
R_k = 476 kN/m ≈ 480 kN/m



Archivo SAP: VIGA POZO SOB. (en FIJA VIGA)

S 000

8/3/05 13:03:53



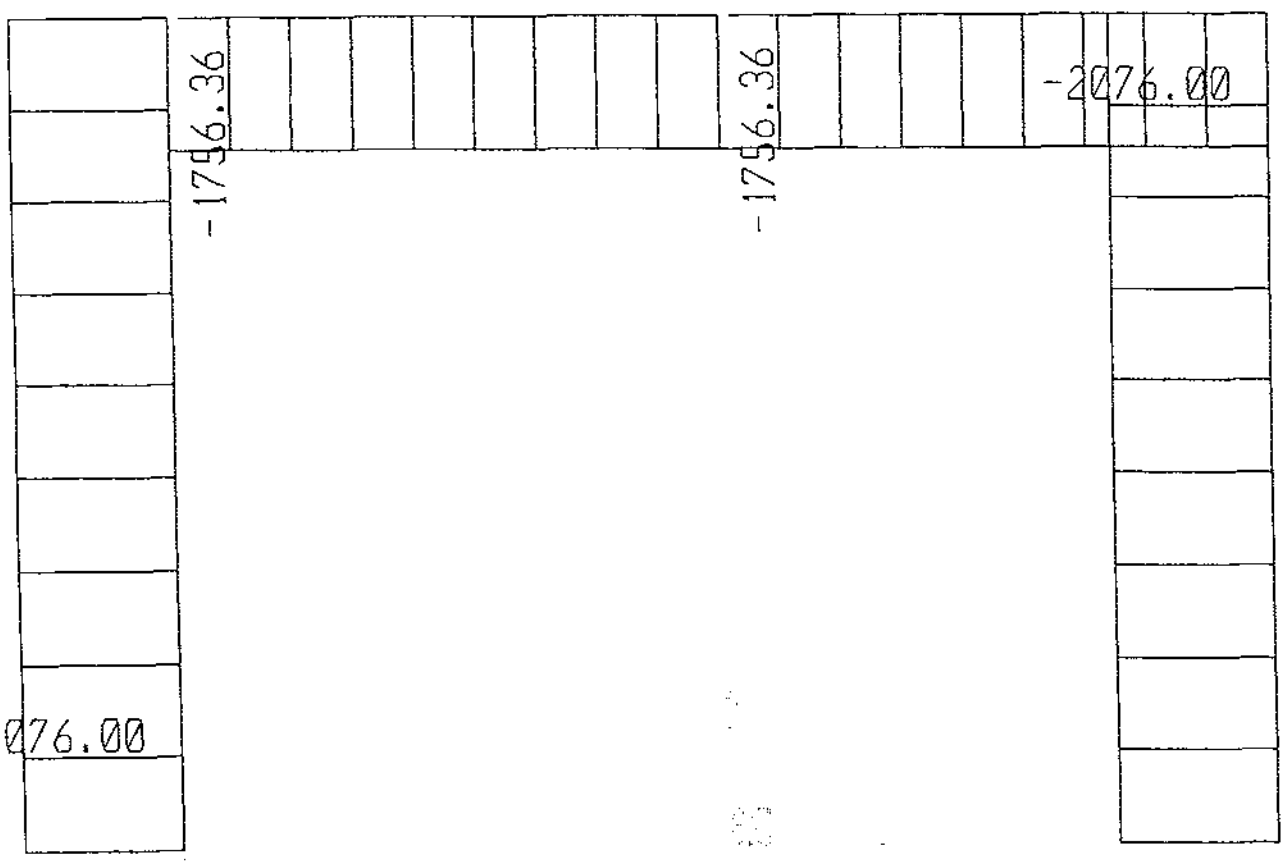
LEY de MOMENTOS FLECTORES

[KN.m]

SAP2000 v8.1.5 - File:VIGA POZO - Moment 3-3 Diagram (COMB4) - KN, m, C Units

SAP2000

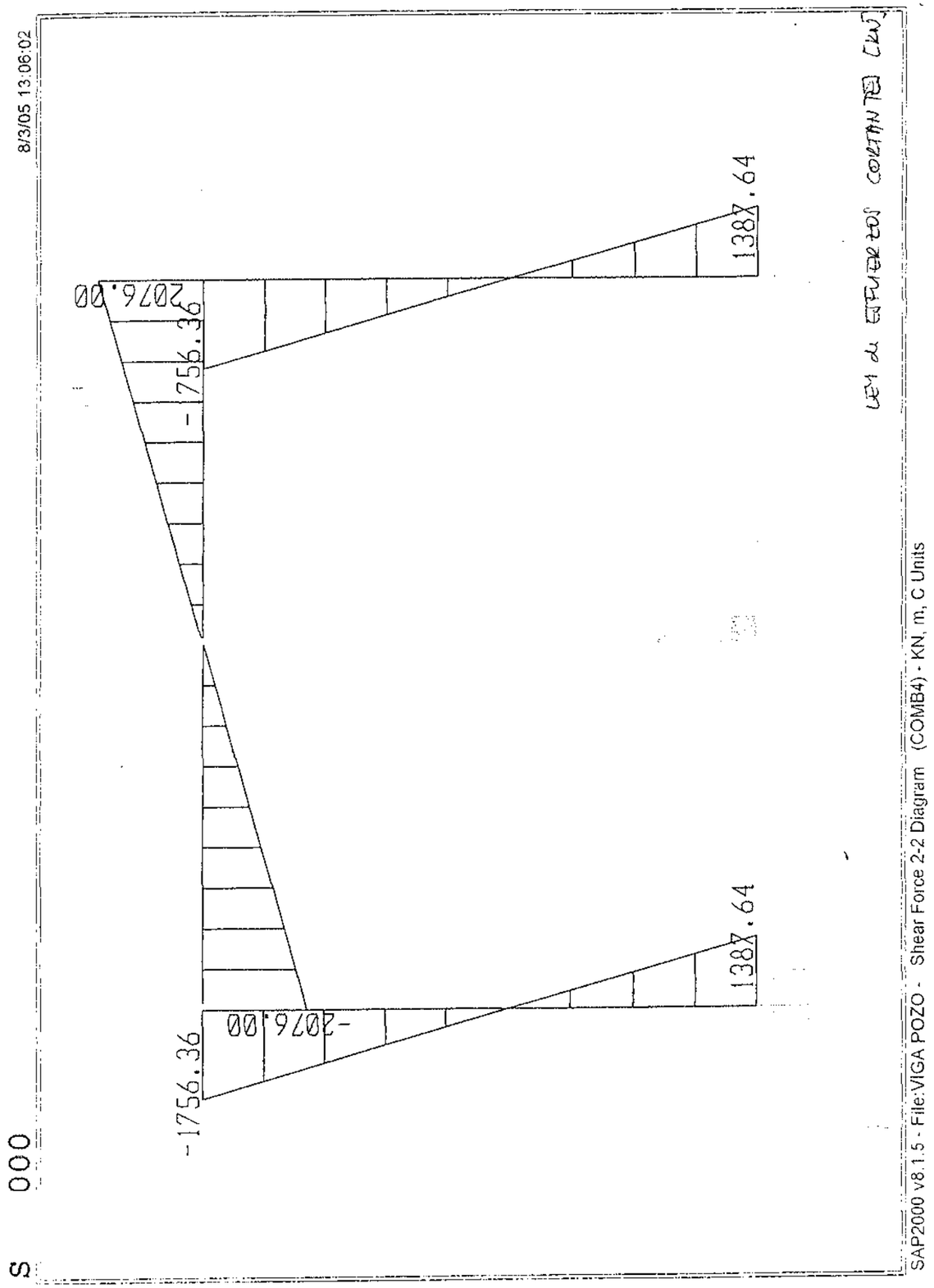
8/3/05 13:04:15



LEY de ESFUERZOS AXIALES.

[KN]

SAP2000 v8.1.5 - File:VIGA POZO - Axial Force Diagram (COMB4) - KN, m, C Units



Can Tunis 3-Ago-05

DIMENSIONAMIENTO:

i) FLEXIÓN:

Tramo perpendicular a la traza del pozo/túnel

- Md = 1.50 2587.54 = 3881.31 KN.m h=1.50; b=1.00; l=0.10
- Nd = 2076 KN

↑ del lado seguro no se mayoran las acciones sino los esfuerzos (el axil no se mayora)

Axil reducido $\nu = \frac{Nd}{dc \cdot fcd} = \frac{2.076\ MN}{1\,m^2 \cdot \frac{25\ MN}{1.5}}$

$\nu = 0.083$ ← sin aumento del axil es favorable

$A_s \geq 52.17\ cm^2 \rightarrow$ 11 Ø25

- Md = 1.50 625.70 = 938.55 KN.m
- Nd = 2076 KN

$A_s \geq 0.0$ — cuantía mínima

$A_s \geq 0.04\ Ac \frac{fcd}{fyd} = 0.04\ 150 \frac{25/1.50}{434.8} = 22.99\ cm^2 \rightarrow$ 5 Ø25

Tramo paralelo al eje del túnel

- Md = 2587.54 1.50 = 3880 KN.m
- Nd = 1750 KN

$A_s \geq 54.84\ cm^2 \rightarrow$ 12 Ø25

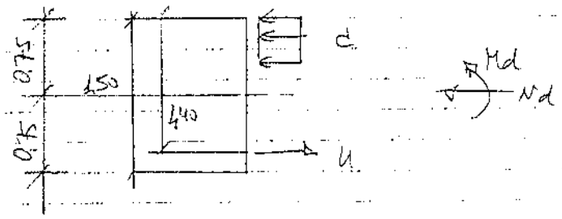
- Md = 1.50 1900 = 2850 KN.m
- Nd = 1750 KN

$A_s \geq 23.75\ cm^2 \leftarrow$ 5 Ø25

· Momento último con 6Φ25

$A_s = 29.454\ cm^2$

$N_d = 1750\ kN$



$U = A_s \cdot f_{yd} = 29.454 \cdot 10^{-4}\ m^2 \cdot 434.8\ MPa = 1281\ kN$

$d = U + N_d = 1281 + 1750 = 3.03\ MN$

$d = 0.85\ f_{cd}\ b\ y \Rightarrow y \geq \frac{-C}{0.85\ f_{cd} \cdot b} = \frac{3.03\ MN}{0.85\ \frac{25}{1.50}\ 1.00} = 0.2139\ m$

$y = 0.2139 m$; $x = \frac{y}{0.80} = 0.2674 m$

$M_u = U \cdot 0.65 + C\ (0.75 - \frac{y}{2})$

$M_u = 1281\ MN \cdot 0.65 m + 3.03\ (0.75 - \frac{0.2139}{2}) = 2.781\ MN.m$

$M_u = 2781\ KN.m$ $\quad M_{adm} = \frac{M_u}{\gamma} = M_{u,k} = 1854\ KN.m$

Si from. $M_k \leq 1850\ KN.m$ a 0,40m del eje del apoyo a partir de este pto anclaje + decalaje de las barras cómo dibujo. Mejor cota:

$\underbrace{0.90}_{e_b} + \underbrace{1.00}_{d} + 0.40 = 2.80 m$ del eje del apoyo

→ a $2.80 + 0.75 = 3.55$ del extremo (OK!)

11) CORTANTE

$h = 1.50 m$

$b = 1.00 m$

$r = 0.10 m$

$V_d = 2076\ KN$

$N_d = 1750\ KN$

$A_s = 29.454\ cm^2$ → como mínimo 6Φ25

$\Rightarrow A_\alpha \geq 25.12\ cm^2/m$

Tomando el cortante a 1 canto útil del eje de apoyo (del lado seguro).

$V_d = 1260\ KN$

$N_d = 1750\ KN$

$A_s = 29.45\ cm^2$

$\Rightarrow A_\alpha \geq 12.95\ cm^2/m$

111) COMPROBACIÓN DE LA REACCIÓN

$R_d = 1.50 \cdot 480\ KN/m = 720\ KN/m$

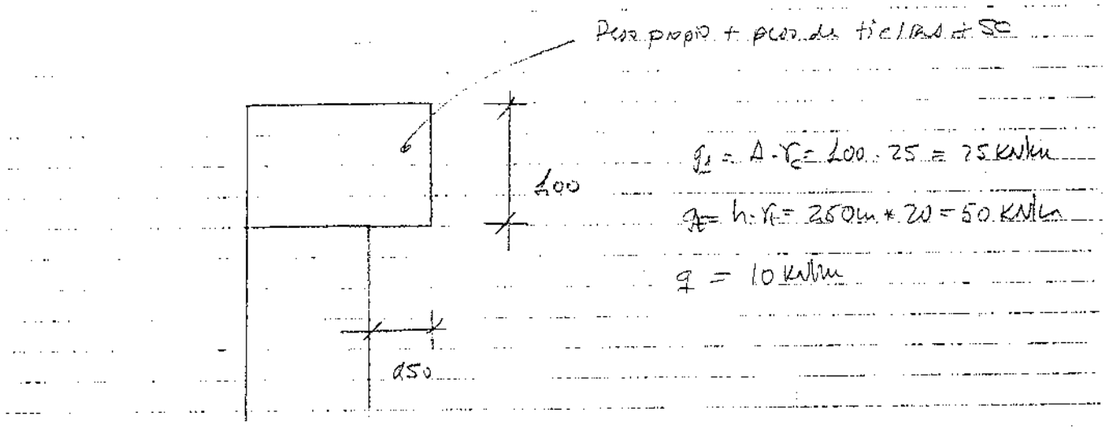
$A_s \geq \frac{R_d}{f_{yd}} = \frac{0720\ KN/m}{400\ MPa} = 18.0\ cm^2/m$

Total armadura transversal: $A_{s\,total} = 12.95 + 18.0 = 30.95\ cm^2/m$

Mag. dos puntas 1c Φ25 a 0,25 $A_s = 39.272\ cm^2/m$ (OK!)

Can Tunis 3-Ago-05

1.1) FLEXIÓN TRANSVERSAL



$g_1 = A \cdot \gamma_c = 2.00 \cdot 25 = 75$ kN/m

$g_2 = h \cdot \gamma_t = 2.50m * 20 = 50$ kN/m

$q = 10$ kN/m

$q_d = 1.35(g_1) + 1.50(g_2+q) = 1.35(25) + 1.50(50+10) = 123.75$ kN/m

$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{2} = \frac{123.75 \cdot 0.50^2}{2} = 15.5$ kN·m/m

$h = 1.00m$; $b = 1.00m$; $r = 0.10$ m $A_s = ?$ cm²/m ← Muy bajo

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración:

$A_s \geq 0.04 \, A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 1.00 \frac{25/1.50}{434.8} = 15.33$ cm²/m

Hay disponible: $\phi 25 \, c/25$ $A_s = 19.6 > 15.33$ cm²/m (OK!)

(9)

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

SALIDAS DE EVACUACIÓN EN CRUCE DE LA TRAZA DEL FALSO TÚNEL DE CAN TUNIS CON LA CARRETERA B-17, DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO, Y CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.

PK: 706+430 Y 707+040

LOSA DE FONDO.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 31 de enero de 2006

LOSA DE FONDO POZOS DE EVACUACIÓN

i) Faixa Uerga CCIL = -6,95m
ii) Cruce B-17 CCIL = -7,40m
} Son muy similares

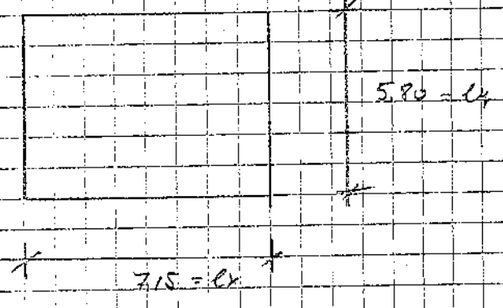
NF pésimo en Z = +2,00m

altura máxima sobre losa de fondo h = 9,00m

p_w = 90 kN/m²

Geometría:

ly/lx ≤ 0,80



m_{max} = 0,061 q · l_y^2

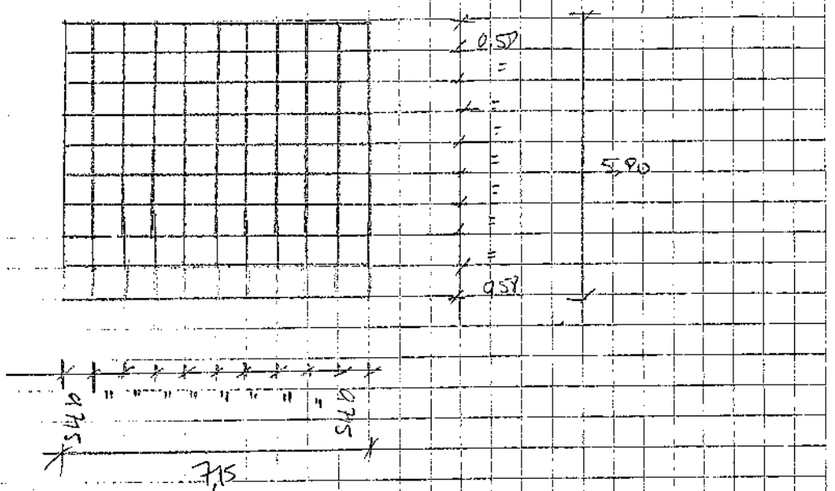
$m_{d\,max}$ = 0,0915 q_d l_y^2 = 0,0915 · 90 kN/m² (5,80m)² = 277,02 kNm/m

Dimensionamiento en programas BASE

A_s = 12,82 cm²/m ← 1 cada cm 0,20 a 0,20 (15,71 cm²/m)

①

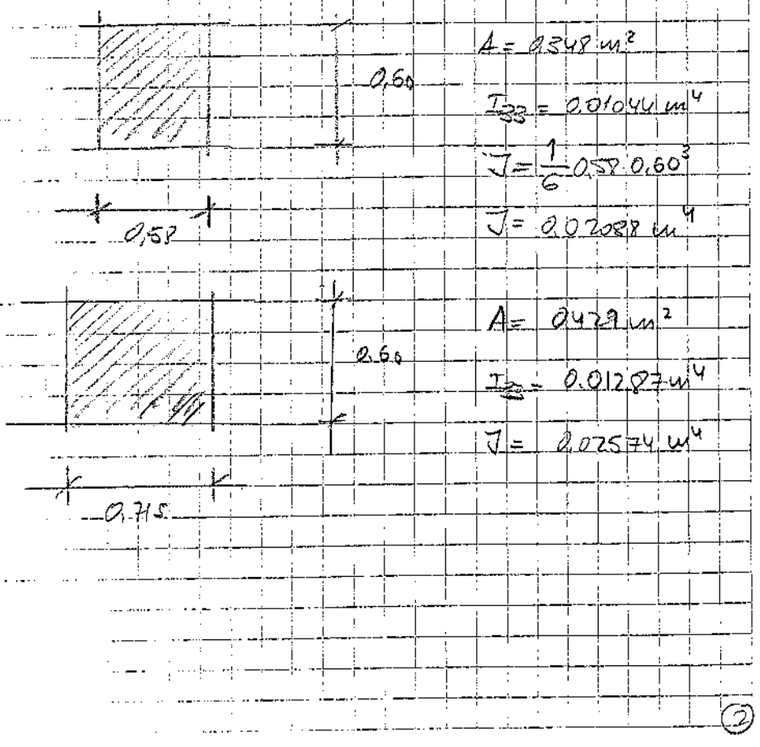
Empuje Uladz plano



Acciones:

- Peso propio → Generado automáticamente
- Sobrepresión p_w = 90 kN/m²

GEOMETRÍA



②

Can Tunis

27-ene-06

CONTROL de REACCIONES.

Peso propio: $g_L = 15\ kN/m^2$

$A = 7{,}15 \times 5{,}80 = 41{,}47\ m^2$

$R_{g_L} = 622{,}05\ kN$ } $\varepsilon = 10{,}0\%$

$R_{STAP} = 684{,}26\ kN$

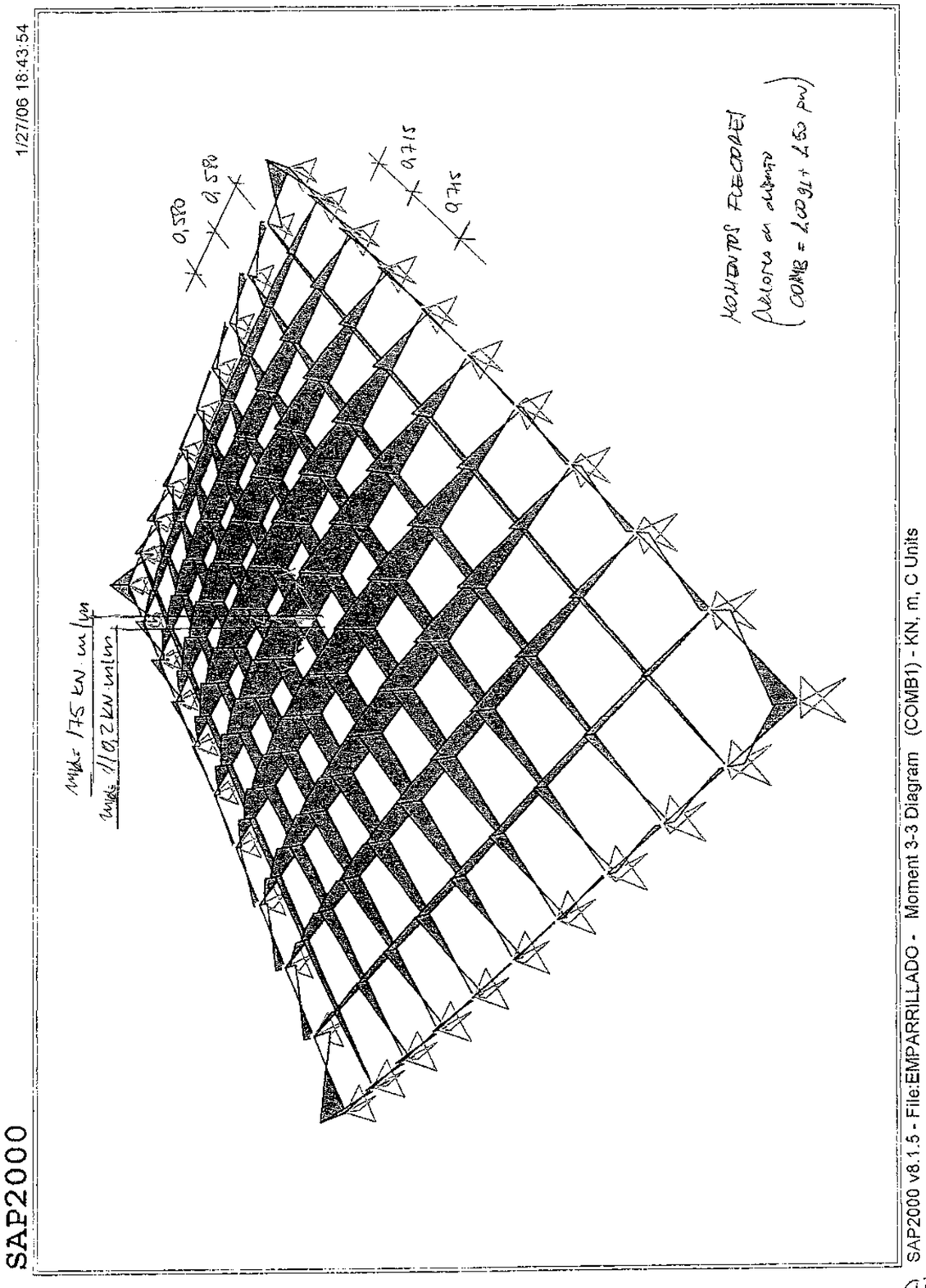
Hay ondulación $7{,}865 \times 5{,}80 = 45{,}62\ m^2$ ($\varepsilon = 10\%$) pero unos pilares bajos hay más masa sobre los apoyos que sobre el resto

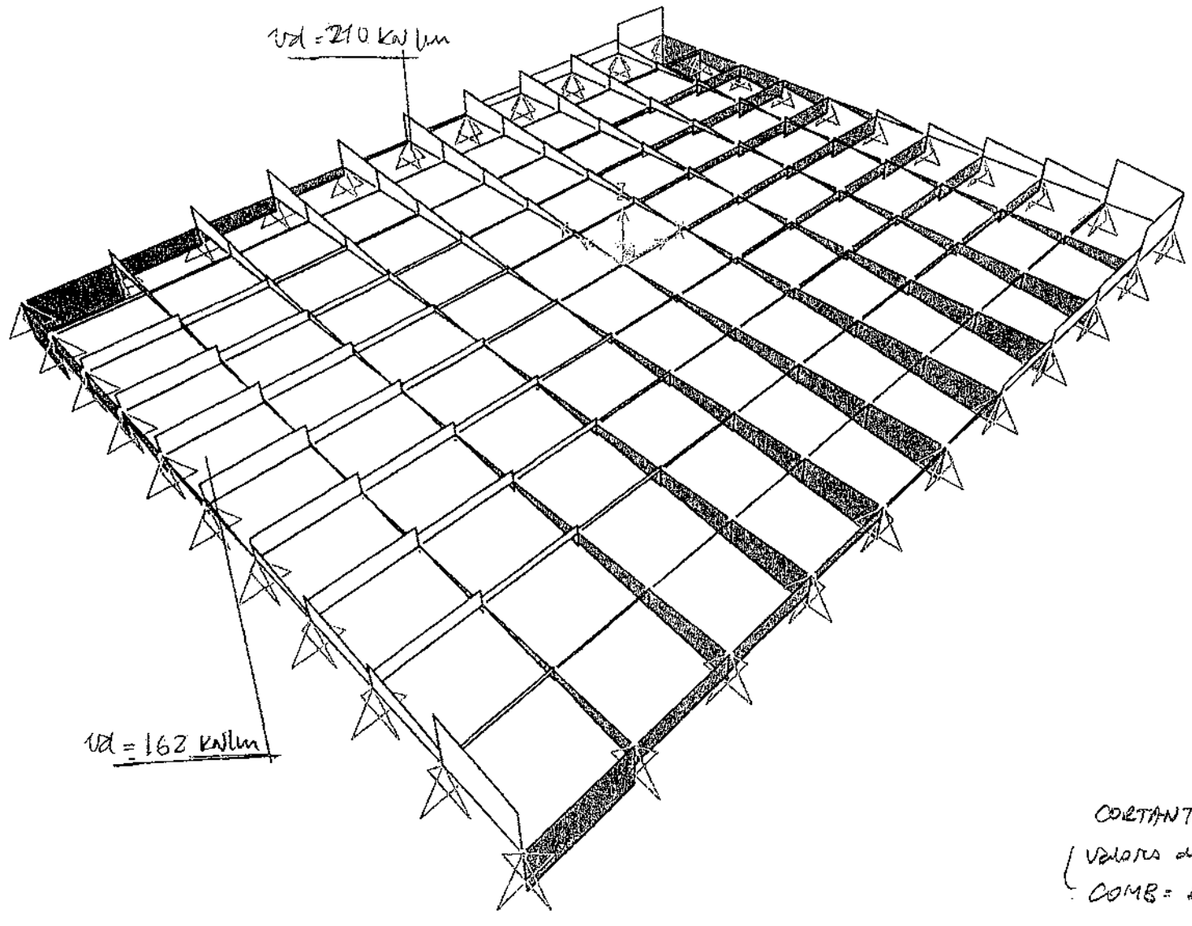
Subpresión: $p_w = 9{,}2\ kN/m^2$

$A = 41{,}47\ m^2$

$R_{pw} = 3782{,}2\ kN$ } $\varepsilon = 10{,}0\%$ Idem anterior

$R_{STAP} = 4105{,}5\ kN$





CORTANTES
(Valores de diseño
COMB = 1,00 g + 1,50 pw)

SAP2000 v8.1.5 - File:EMPARRILLADO - Shear Force 2-2 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

Cortante último en cruceta de cabezal

$V_u = 172.5 kN/m$

Se tiene $V_d \leq 170 kN/m$ a 1.52m del apoyo

PUNZONAMIENTO

en la conexión losa de fondo - pantallas

- Subpresión máxima: $p_w = 9.0 kN/m^2$
- Peso propio $g_k = 15 kN/m^2$

$q_d = 1.50 \cdot 9.0 - 15 = 120 kN/m^2$

$A_{total} = 7.15 \times 5.80 = 41.47 m^2$

Resultante ascendente $R = 41.47 \times 120 kN/m^2 = 4976.4 kN$

$R \approx 5000 kN$

Perímetro $u = 2 \times (7.15 + 5.80) = 25.9 m$

Cortante: $v_d = \frac{R}{u} = \frac{5000 kN}{25.90 m} = 193.05 kN/m$ $\left(\tau_{cd} = \frac{v_d}{0.60} = 0.322 MPa\right)$

Dimensionamiento a rotura EHE

$\tau_{cd} = 0.322 MPa \leq 0.25 f_{cd} = 0.25 \cdot \frac{25}{1.5} = 4.17 MPa$

$\tau_{cd} = \frac{A_t}{s_p} \cdot \mu \cdot f_{yd} \Rightarrow \frac{A_t}{s} \geq \frac{\tau_{cd} \cdot p}{\mu \cdot f_{yd}}$

con lo cual $\frac{A_t}{s} \geq \frac{0.35 mN/m^2 \cdot 0.60 m}{\frac{0.60}{1} \cdot 400 MPa} = 0.875 cm^2/m$

μ: Rozamiento hormigón

Obs: cuantía mínima para punzonamiento

$\frac{A_t}{s_p} \geq \frac{0.39}{f_{yd}} \rightarrow \frac{A_t}{s} \geq \frac{0.39 \cdot 0.60 m}{400 MPa} = 5.70 cm^2/m$

Se disponen $2\phi 12 \; a \; 0.30 \rightarrow 11.31 cm^2/m$ (OK!)

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

SALIDAS DE EVACUACIÓN EN CRUCE DE LA TRAZA DEL FALSO TÚNEL DE CAN TUNIS CON LA CARRETERA B-17, DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO, Y CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.
PK: 706+430 Y 707+040

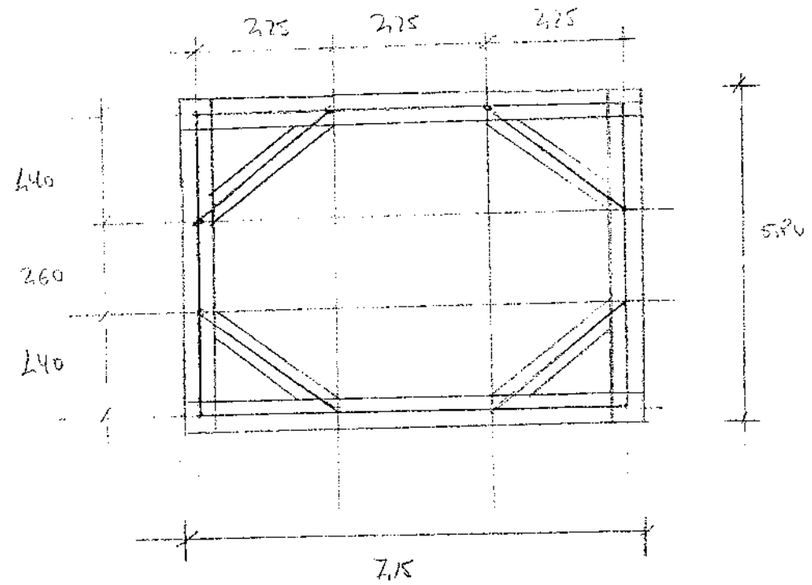
PUNTALES PROVISIONALES.

Bridge
Technologies

REF: BT0307

Barcelona 4 de agosto de 2005

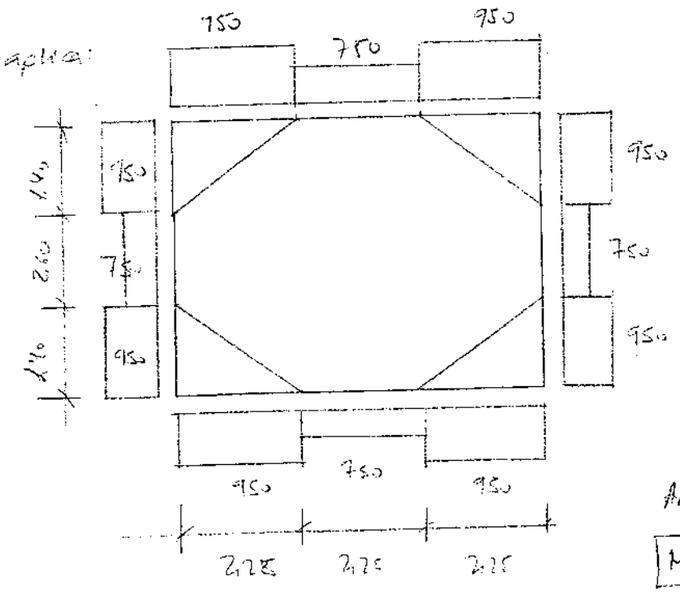
Marco a base de perfiles metálicos



Reacción sobre pantallas: $r_{central} = 750$ kN/m

$r_{extr} = 950$ kN/m

Si aplicar:



Archivo SAP

MARCOS.SDB

(1)

Cam Tunis 21-junio-05

Predimensionamiento

$M_k = 1075$ kN·m; $M_d = 1,50 \times 1075 = 1615$ kN·m

$N_k = 2985$ N; $N_d = 1,50 \times 2985 = 4478$ kN

1º tanteo 1 HEB 400 $A = 198\ cm^2$

$I = 57\,680\ cm^4$; $W = 2880\ cm^3$

Estado tensional en ELU

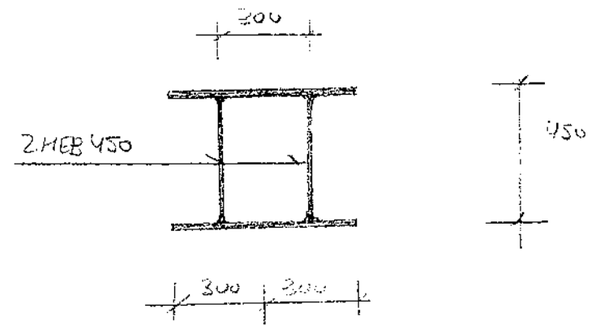
$$\frac{2795 \cdot 10^3 N}{19800\ mm^2} \pm \frac{1680 \cdot 10^6\ N \cdot mm}{2880000\ mm^3} = 191,7 \pm 583,33 \begin{cases} 775\ N/mm^2 \\ -391,7\ N/mm^2 \end{cases}$$

Excesivas

Tomando 2 HEB 400 $\sigma_{máx} = 327,5\ N/mm^2$ $\left[> \frac{355}{1,10} = 322,72 N/mm^2 \right]$

$\sigma_{mín} = -195,83\ N/mm^2$

Si tomamos 2 HEB 450



(2)

VERIFICACIONES:

1) CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN (Acero S355 J2G3)

$f_y = 355\ N/mm^2$

a) Alma sometida a flexión compuesta.

$$d/t_w = 344/14 = 24,57 \leq 33\varepsilon = 33 \cdot 0,81 = 26,73 \rightarrow \text{CLASE 1}$$

b) Elementos interiores del ala

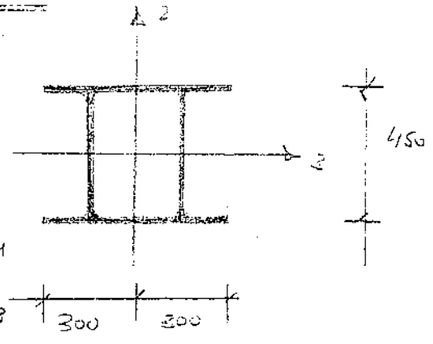
$$\frac{b - 2t_f}{t_f} = \frac{300 - 2 \cdot 26}{26} = 9,538 \leq 33\varepsilon = 26,73 \rightarrow \text{CLASE 1}$$

$b/t_f = 300/26 = 11,54$

c) Alas en voladizo.

$c/t_f = 150/26 = 5,76 \leq 10\varepsilon = 8,1$ (OK!) $\rightarrow$ CLASE 1

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN



$A_{total} = 2 \times 218 = 436\ cm^2$

$I_{yy} = 2 \times 79\,890\ cm^4 = 159\,780\ cm^4$

$I_{zz} = 2 \times 11920 + 2 \times 15^2 \times 218 = 121\,540\ cm^4$

$W_{pl,yy} = 2 \times 2 \cdot S_{yy} = 2 \times 2 \times 1990\ cm^3 = 7960\ cm^3$

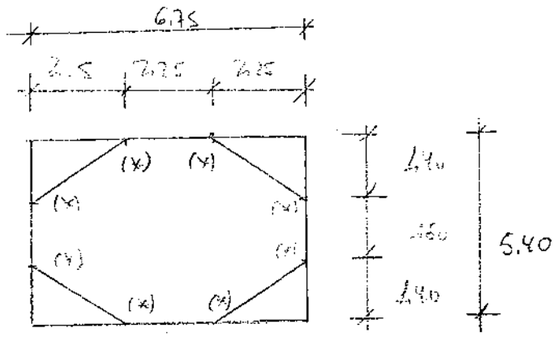
$W_{pl,zz} = 2 \times A \cdot 15 = 2 \times 218 \times 15 = 6540\ cm^3$

$W_{el,y} = 2 \times 3550 = 7100\ cm^3$

$i_{yy} = \sqrt{I/A} = 19,14\ cm$

$i_{zz} = \sqrt{I_m/A} = 16,70\ cm$

Esquema orientativo:



(x) los apoyos de los tornapuntas actúan como arriostramiento efectivo a pandeo de los elementos

ELEMENTOS de 260cm

Esbelteces mecánicas:

$$\lambda_y = l_{cy}/i_y = 260/19,14 = 13,58 \leftarrow \text{Muy bajo}$$ (OK!)

$$\lambda_z = l_{cz}/i_y = 675/16,70 = 40,42 \leftarrow \text{Tb bajo}$$ (OK!)

Esbelteces adimensionales:

$$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210\,10^3\ N/mm^2}{355\ N/mm^2}} = 76,41$$ Esbeltez de Euler

- $\bar{\lambda}_{yy} = \lambda_y/\lambda_E = 13,57/76,41 = 0,1778$
- $\bar{\lambda}_{zz} = \lambda_z/\lambda_E = 40,42/76,41 = 0,5290$

} (Muy bajas)

Coeficiente de imperfección $\alpha = 0,34$ (Curva de pandeo: b para pandeo en ambos planos)

Can Tunis — 20-junio-05

- $\phi_1 = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] =$

$= 0.50[1 + 0.34(0.1779 - 0.2) + 0.1778^2] = 0.5120$

$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} = \frac{1}{0.512 + [0.512^2 - 0.1779^2]^{1/2}} = 1.008 \ (>1.00)$

$\chi_y = 1.00$ ← no hay amplificación por efectos de 2º orden

- $\phi_2 = 0.50[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] =$

$= 0.50[1 + 0.34(0.5290 - 0.20) + 0.5290^2] = 0.6958$

$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} = \frac{1}{0.6958 + [0.6958^2 - 0.5290^2]^{1/2}} = 0.8711$

$\chi_z = 0.8711$

$\chi_{min} = 0.8711$

Pandeo lateral:

Sección cerrada, no hay posibilidad de pandeo lateral del vuelo comprimido

Can Tunis — 2-Ago-05

ELEMENTOS de 2.25m

Esbelteces mecánicas

$\lambda_y = l_{cy}/i_y = \frac{225}{19.14} = 11.76$ ← Muy bajo (OK!)

$\lambda_z = l_{cz}/i_z = \frac{675}{16.70} = 40.42$ ← Muy bajo (OK!)

Esbelteces adimensionales:

$\lambda_E = 76.41$ ← Esbeltez de Euler

- $\bar{\lambda}_{yy} = \lambda_y/\lambda_E = \frac{11.76}{76.41} = 0.1539$
- $\bar{\lambda}_{zz} = \lambda_z/\lambda_E = \frac{40.42}{76.41} = 0.5290$

} Muy bajas

Coeficiente de imperfección $\alpha = 0.34$ ← curva de pandeo b

para pandeo en ambos planos

- $\phi_y = 0.50[1 + 0.34(0.1539 - 0.20) + 0.1539^2] = 0.504$

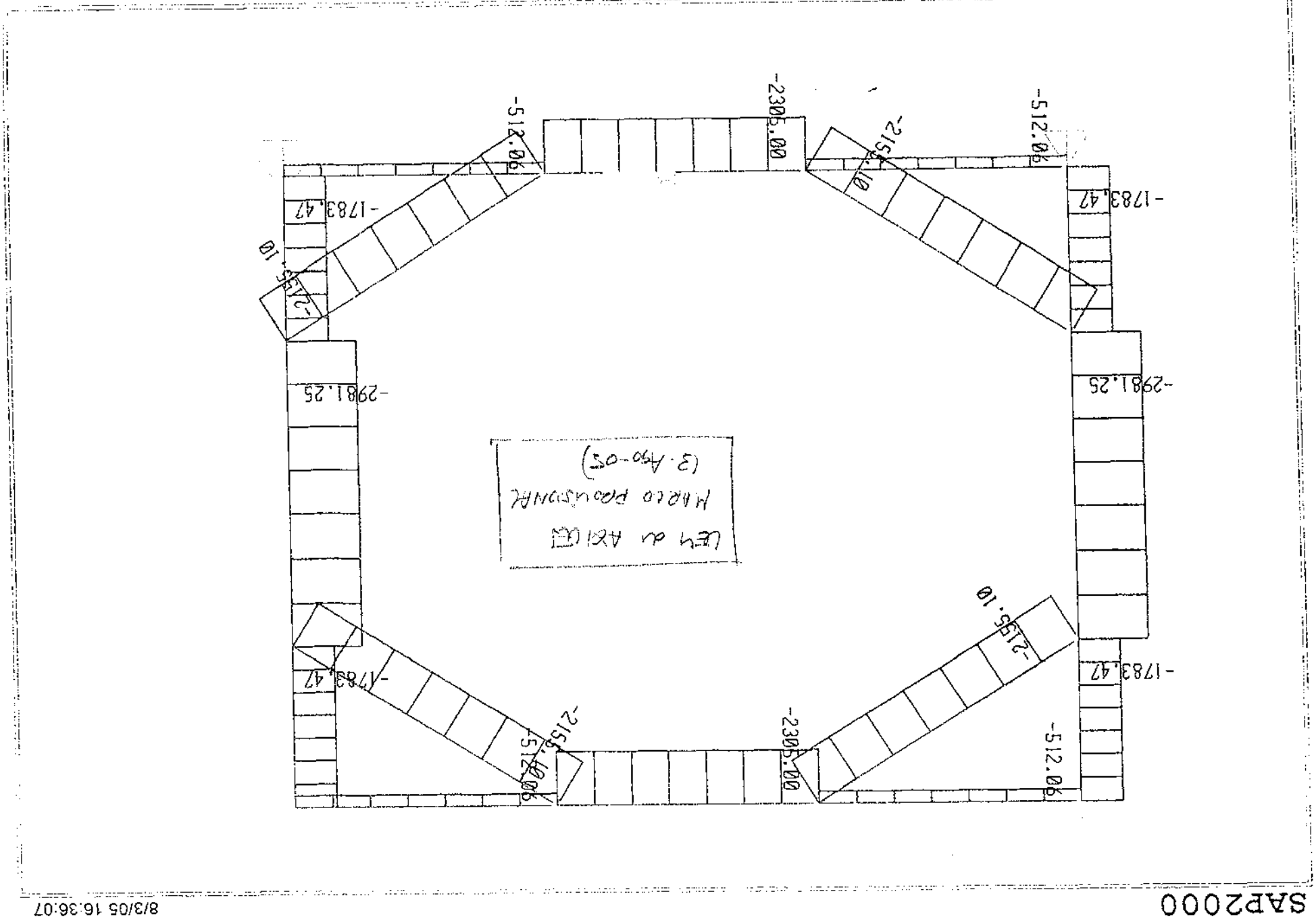
$\chi_y = \frac{1}{0.504 + [0.504^2 - 0.1539^2]^{1/2}} = 1.016 \ (>1.00)$ — $\chi_y = 1.00$

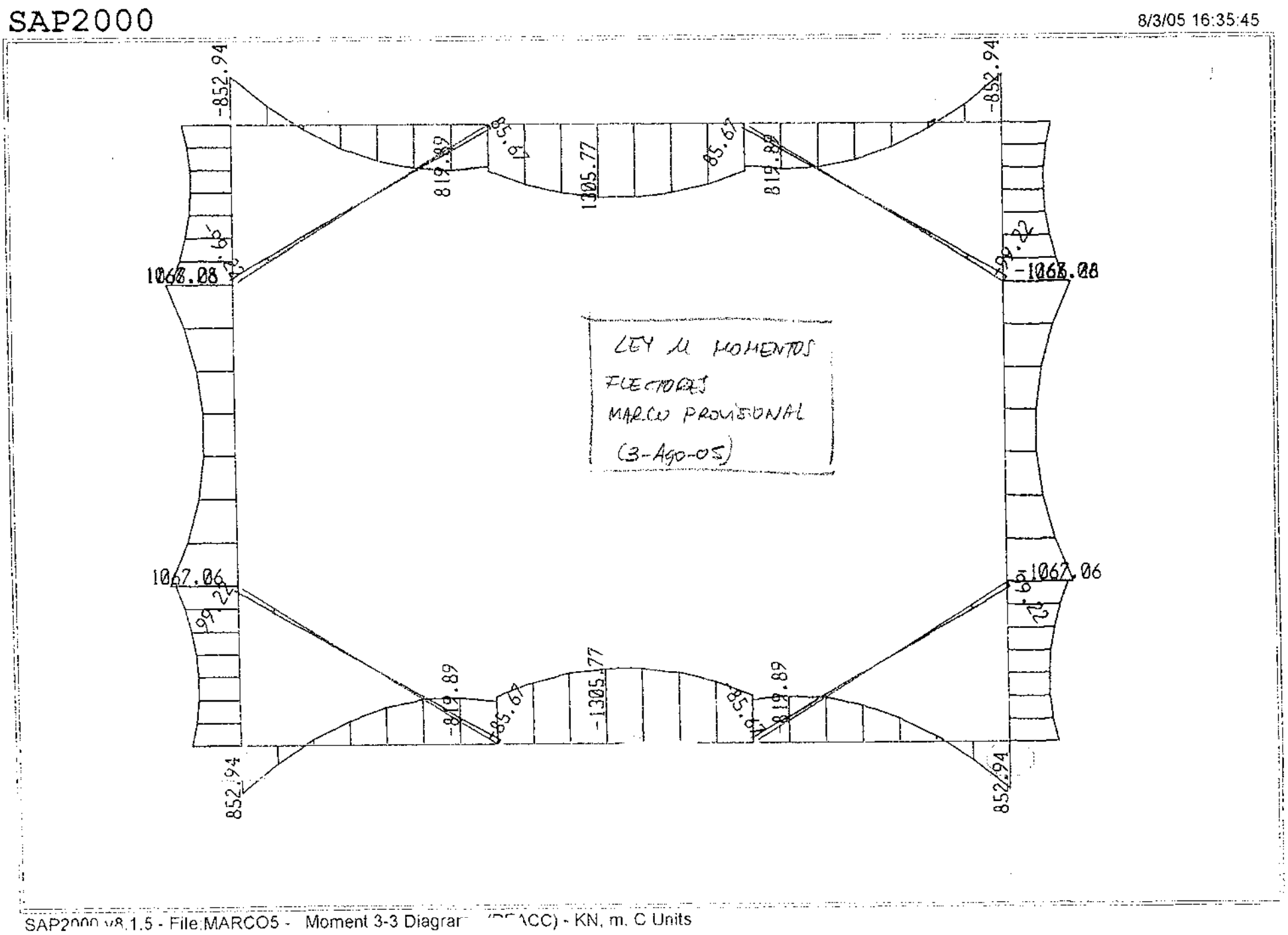
↑ No hay amplificación por efectos de 2º orden

- $\phi_z = 0.50[1 + 0.34(0.5290 - 0.2) + 0.5290^2] = 0.6959$

$\chi_z = \frac{1}{0.6959 + [0.6959^2 - 0.5290^2]^{1/2}} = 0.8711$ $\chi_z = 0.8711$

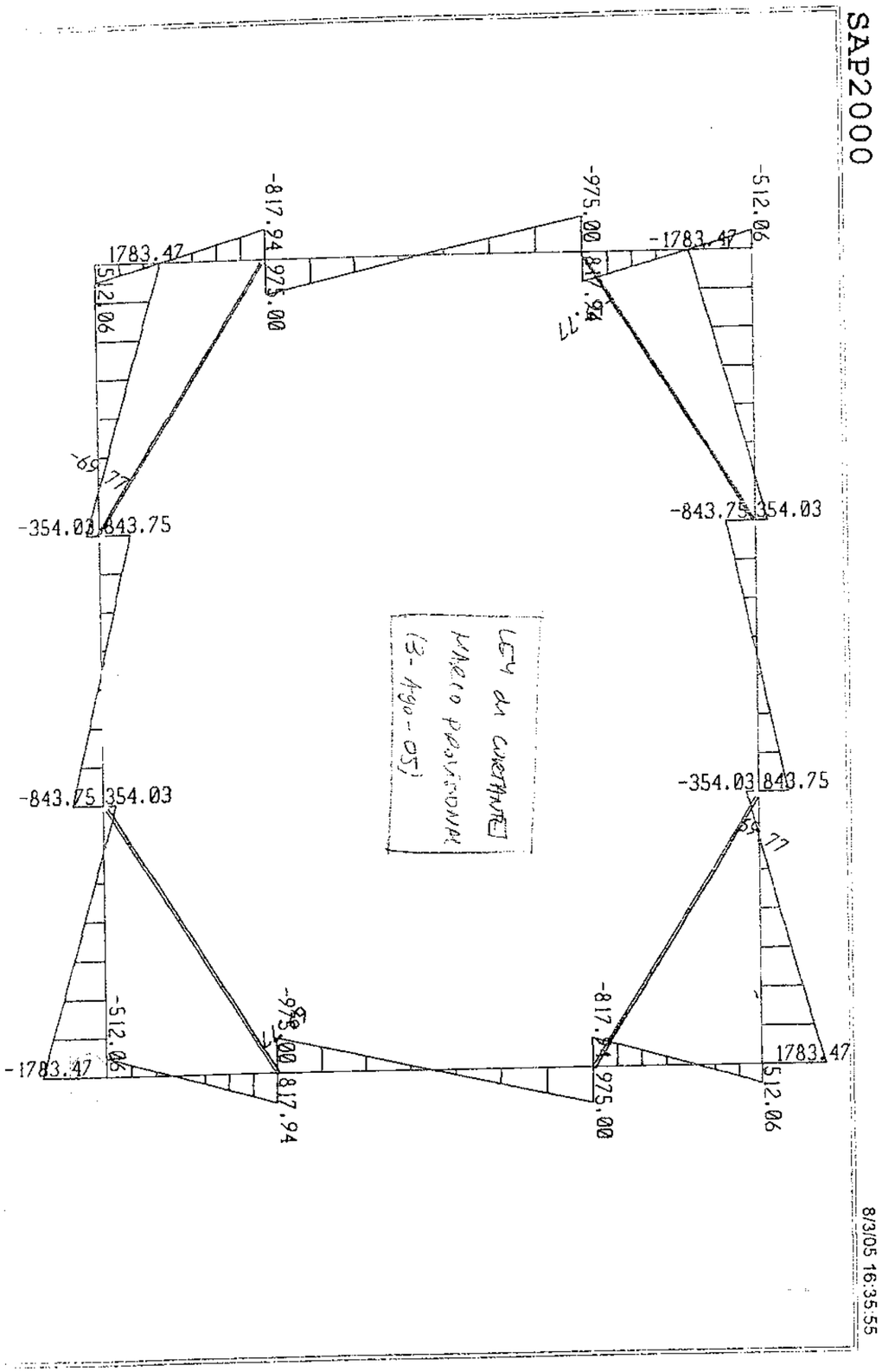
$\chi_{min} = 0.8711$


-2981.25
-1783.47
-2155.10
-512.06
-2305.00
LEY de MOMENTOS
MARCO PROVISIONAL
(3-Ago-05)
SAP2000
8/3/05 16:36:07
SAP2000 v8.1.5 - File:MARCO5 - Axial Force Diagram (REACC) - KN, m, C Units


SAP2000
8/3/05 16:35:45
-852.94
819.89
85.67
1305.77
1068.08
99.22
1067.06
LEY de MOMENTOS
FLECTORES
MARCO PROVISIONAL
(3-Ago-05)
SAP2000 v8.1.5 - File:MARCO5 - Moment 3-3 Diagram (REACC) - KN, m, C Units

SAP2000 v8.1.5 - File:MARCO5 - Shear Force 2-2 Diagram (REACC) - KN, m, C Units

SAP2000



8/3/05 16:35:55

(b)

Tipo 05

Verificaciones

(1) Elementos comprimidos y flexados — clase 1



Comprobación CC-2

$$\frac{N_{cd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,cd}}{W_{pl,y} \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{z,cd}}{W_{pl,z} \cdot f_y/\gamma_{M1}} \leq 1,00$$

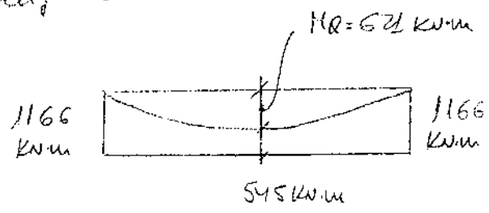
($M_{z,cd} = 0$)

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{M,y} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}\right] \quad (\leq 0,90)$$

$$\beta_{M,y} = \beta_{M,\Psi} + \frac{|M_Q|}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\Psi})$$

$\beta_{M,\Psi} = 1,10$ ↳ $\Psi = 1,0$

$\beta_{M,Q} = 1,30$



$\Delta M = 1166 - 545 = 621$ KN·m

$M_Q = 621$ KN·m

$$\beta_M = 1,10 + \frac{621}{621}(1,30 - 1,10) = 1,30$$

Sustituyendo valores:

$$\mu_y = 0,1778 \cdot (2 \cdot 1,30 - 4) + \left[\frac{7960 - 7100}{7100}\right] = -0,1278 \quad (\leq 0,90)$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{cd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \qquad k_y \leq 1,50$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,1278 \cdot 4471,5 \cdot 10^3\ N}{1,00 \cdot 436 \cdot 10^2\ mm^2 \cdot 355\ N/mm^2} = 1,0369$$

$N_{cd} = 1,50 \cdot 2981 = 4471,5$ KN

(TC)

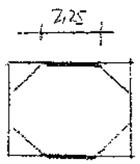
Verificación:

$$\frac{4471,5\cdot10^3\,N}{0,8711\cdot436\cdot10^2\,mm^2\cdot355\,N/mm^2/1,10} + \frac{1,0869\cdot1749\cdot10^6\,N\cdot mm}{7960\cdot10^2\,mm^2\cdot355\,N/mm^2/1,10} =$$

$$= 0,2648 + 0,7061 = 1,07 \leftarrow \text{Sí da por bueno (Reduce un poco el coef de seguridad total)}$$

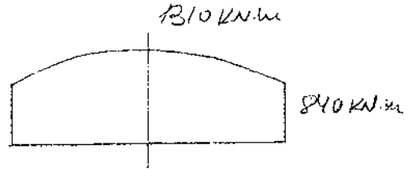
Funciona correctamente con 2HEB450

(11) Elementos comprimidos y flectados: Clase 1



$$\mu_y = \lambda_y\,(2\cdot B_{M,y} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}\right]$$

$$B_{M,y} = B_{M,\Psi} + \frac{M_Q}{\Delta M}\,(B_{M,Q} - B_{M,\Psi})$$



$B_{M,\Psi} = 1,10 \quad (\Psi = 1,0)$

$B_{M,Q} = 1,30$

$M_Q = 470\ KN.m$

$\Delta M = 1310\ KN.m$

$$B_{M,y} = 1,10 + \frac{470}{1310}\,(1,30 - 1,10) = 1,1718$$

Sustituyendo valores:

$$\mu_y = 0,1539\,(2\cdot 1,1718 - 4) + \left[\frac{7160 - 7100}{7100}\right] = -0,1239 \quad (\leq 0,90)$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,1239\cdot 3457,5\cdot10^3\,N}{1,00\cdot 436\cdot10^2\,mm^2\cdot 355\,N/mm^2} = 1,0299$$

$\boxed{K_y = 1,0299}$

$N_{Sd} = 1,50\cdot 2305 = 3457,5\ KN$

$M_{Sd} = 1,50\cdot 1305 = 1957,5\ KN.$

Can Tunis 3-Ago-05

Verificación

$$\frac{3457,5\cdot10^3}{0,8711\cdot436\cdot10^2\,mm^2\cdot355\,N/mm^2/1,10} + \frac{1,0299\cdot1957,5\cdot10^6\,N\cdot mm}{7960\cdot10^2\,mm^2\cdot355\,N/mm^2/1,10} =$$

$$= 0,2564 + 0,7849 = 1,067 \leftarrow \text{Sí da por bueno}$$

Funciona correctamente con 2HEB450

(Sí reduce ligeramente el coeficiente de seguridad total)

Can Nuris 1-Ago-05

CORTANTES.

$V_k = 1783,47\ kN$

$V_d = 1,50 \cdot 1783,5 = 2675,25\ KN$

Cortante último de la sección

$A_v = A - 2b\,t_f + (t_w + 2r)\,t_f = 219 - 2 \cdot 30 \cdot 2,6 + (2,40 + 2 \cdot 2,7)\,2,60$

$79,68\ cm^2$ (Coda HEB450)

$A_{v,total} = 2 \times 79,68 = 159,36\ cm^2$

Clase

Ebeltez alma $d/t_w = 214/14 = 24,57 \leq 69\varepsilon$ → [No hay que considerar reducción a la abolladura]

Resistencia a cortante.

$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} = 159,36 \cdot 10^2\,mm^2 \cdot \frac{355\ N/mm^2}{1,10 \cdot \sqrt{3}} = 2969,3\ kN$

$V_d < V_{pl,Rd}$ ← (OK!)

Obs1: $V_{pl} > 0,50\,V_{pl,Rd}$ ← Hay reducción en la capacidad a flexión por efecto del cortante

Obs2: En las secciones más solicitadas a flexión los cortantes son $V_k = 975\ kN$

$V_d = 1,50 \cdot 975 = 1462,5\ kN$ ($> 0,5\,V_{pl,Rd}$)

" $1484,7\ kN$

No hay reducción de la capacidad axil por efecto del cortante.

Can Nuris 3-Ago-05

TORNAPUNTAS

HEM 280 L = 265 cm



$A = 240\ cm^2$

$I_y = 89550\ cm^4$ $W_{el,y} = 2550\ cm^3$ $W_{pl,y} = 2960\ cm^3$

$I_z = 13160\ cm^4$ $W_{el,z} = 914\ cm^3$ $W_{pl,z} = 1389,5\ cm^3$

$W_{pl,z} = 2 \times [21 \times 14,4 \times \frac{14,4}{2} - 24,4 \times 13,475 (\frac{13,475}{2} + 0,925)$

$= 2 \times [3214,08 - 2519,35] = 1389,5\ cm^3$

$i_y = 12,847\ cm$

$i_z = 7,405\ cm$

Ebeltees mecánicas:

$\lambda_y = \frac{265}{12,847} = 20,63$

$\lambda_z = \frac{265}{7,405} = 35,79$

} Ebeltees bajas (OK!)

Ebeltees adimensionales:

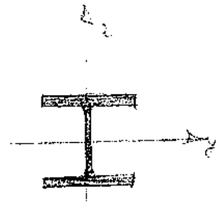
$\lambda_\varepsilon = 76,41$ Ebeltez de Euler.

$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_\varepsilon} = \frac{20,63}{76,41} = 0,2700$

$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_\varepsilon} = \frac{35,79}{76,41} = 0,4684$

} Muy bajas (OK!)

Coeficiente de imperfección:



Pandeo sobre el eje y-y · curva b → (α = 0,34)

Pandeo sobre el eje z-z · curva c → (α = 0,49)

- $\Phi_y = 0,50\,[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}^2] =$

$0,50\,[1 + 0,34(0,7700 - 0,2) + 0,7700^2] = 0,8184$

$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} = \frac{1}{0,8184 + [0,8184^2 - 0,7700^2]^{1/2}} = 0,9750 \quad (\leq 1,00)$

- $\Phi_z = 0,50\,[1 + 0,49(0,4684 - 0,20) + 0,4684^2] = 0,6755 \quad (\leq 1,00)$

$\chi_z = \frac{1}{0,6755 + [0,6755^2 - 0,4684^2]^{1/2}} = 0,8605 \quad (\leq 1,00)$

$\chi_y = 0,9750$

$\chi_z = 0,8605$

$\chi_{min} = 0,8605$

Pandeo lateral:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2}\left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 E \cdot I_z}\right]$$

IPE 550 $I_t = 957,0\ cm^4$ $E = 210 \cdot 10^5\ N/mm^2$

$I_z = 13160\ cm^4$ $G = 81 \cdot 10^3\ N/mm^2$

$I_w = 2520000\ cm^6$

$L = 2,65\ m$

Sustituyendo valores:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 13160 \cdot 10^{-8}}{2,65^2}\left[\frac{2520000 \cdot 10^{-12}}{13160 \cdot 10^{-8}} + \frac{2,65^2 \cdot 81 \cdot 10^3 \cdot 957 \cdot 10^{-8}}{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 13160 \cdot 10^{-8}}\right]$$

$M_{cr} = 28,85\,[0,0571] = 1589\ kN \cdot m = 1520\ kN \cdot m$

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}}$

$M_{pl,y} = W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma} = 2960 \cdot 10^3 \cdot \frac{355\ N/mm^2}{1,10} = 955,27\ kN \cdot m$

con la cual $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{955,27}{1520}} = 0,792 \quad (>0,40)$

Hay que tener en cuenta el pandeo lateral

- $\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}\right]$

$\beta_{My} = 1,30$ (perfil propio)

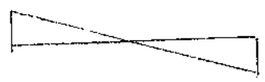
$\mu_y = 0,7700(2 \cdot 1,30 - 4) + \left[\frac{2960 - 2550}{2550}\right] = -0,2172 \quad (\leq 0,90)$

$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0,2172 \cdot 3232,5 \cdot 10^3}{0,9750 \cdot 240 \cdot 10^2 \cdot 355\ N/mm^2} = 1,0845 \quad (\leq 1,5)$

$N_{Sd} = 1,50 \cdot 2155 = 3232,5\ kN$

- $\mu_z = 0,4684(2 \cdot 2,50 - 4) + \left[\frac{1389,5 - 914}{914}\right] = 0,989 \quad (\neq 0,90)$

$\mu_z = 0,90$

β_{Mz}  $\Psi = -1,0$ $\beta_{M,\Psi} = 1,80 - 0,70(-1,0) = 2,50$

Con flexión:

$$K_z = 1 - \frac{0{,}90 \quad 52325 \cdot 10^3}{0{,}8605 \quad 240 \cdot 10^3 \quad 355} = 0{,}6082$$

Comprobación: Pieza comprimida y flectada

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Sd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1{,}0$$

Sustituyendo valores

$$\frac{32325 \cdot 10^3}{0{,}8605 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 355 / 1{,}10} + \frac{1{,}0845 \cdot 2{,}50 \cdot 10^6}{2960 \cdot 10^3 \cdot 355 / 1{,}10} + \frac{0{,}6082 \cdot 149{,}8 \cdot 10^6}{1309{,}5 \cdot 10^3 \cdot 355 / 1{,}10} =$$

$$M_{y,Sd} = 1{,}50 \cdot \frac{1{,}99 \text{ KN/m} \cdot 2{,}65^2}{8} = 2{,}4996 \text{ KN.m} \simeq 250 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,Sd} = 1{,}50 \quad 99{,}72 \text{ KN.m} = 149{,}8 \text{ KN.m}$$

(4) $= 0{,}4150 + 0{,}002838 + 0{,}2002 = 0{,}6380 \leq 1{,}0$ (OK!)

cumple!

Con flexión:

Pandeo lateral. Elemento comprimido y flectado. clase 1

$\bar{\lambda}_{LT} = 0{,}7978$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad (\geq 1{,}0)$$

$\mu_{LT} = 0{,}15 \; \bar{\lambda}_z \; \beta_{M,LT} - 0{,}15$

$\beta_{M,LT} = 1{,}30 \rightarrow \mu_{LT} = 0{,}15 \cdot 0{,}7978 \cdot 1{,}30 - 0{,}15 = 0{,}0046$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0{,}0046 \quad 32825 \cdot 10^3}{0{,}8605 \cdot 240 \cdot 10^3 \quad 355} = 0{,}9980 \quad (\leq 1{,}00)$$

$$\Phi_{LT} = 0{,}50 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}20) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0{,}21$

$$\Phi_{LT} = 0{,}50 \left[1 + 0{,}21 (0{,}7978 - 0{,}20) + 0{,}7978^2 \right] = 0{,}8765$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \left[\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{1/2}} = \frac{1}{0{,}8765 + \left[0{,}8765^2 - 0{,}7978^2 \right]^{1/2}} = 0{,}7998$$

$= 0{,}7998 \quad (\leq 1{,}0)$

Verificación:

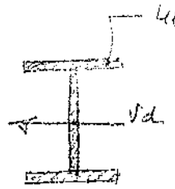
$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Sustituyendo valores:

CORTANTES

V_k = 70 kN.

V_d = 1,50 · 70 = 105 kN



El cortante lo soportan las alas

A_v = 2,4 (28,8 − 3,2) = 190,08 cm²

$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_M \cdot \sqrt{3}} = 190.08 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \cdot \frac{355 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,10} = 354,2 \text{ kN}$

Se cumple $V_d << V_{pl,Rd}$ → (OK!) (No hay reducción en la capacidad a flexión por efecto del cortante)

Cortante vertical

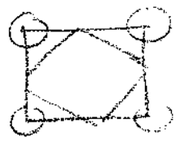
$g_{1,d}$ = 1,35 · 1,89 kN/m = 2,135 kN/m

$V_d = \frac{g_{1,d} \cdot l}{2} = \frac{2,135 \cdot 2,65 \text{ m}}{2} = 3,756 \text{ kN}$ ← Muy bajo

$$\frac{323,2 \cdot 10^3}{0,8605 \cdot 240 \cdot 10^2 \cdot 355/1,10} + \frac{0,9990 \cdot 25 \cdot 10^6}{0,7998 \cdot 2960 \cdot 10^3 \cdot 355/1,10} + \frac{0,6082 \cdot 148,8 \cdot 10^6}{1309,5 \cdot 10^3 \cdot 355/1,10}$$

= 0,4850 + 0,00327 + 0,2002 = 0,6884 ≤ 1,00 (OK!)

CORTANTES LOCALES



MOMENTO FLECTOR EN EL NUDO [Comprobación del alma entre rigidizadores]

M_d = 855 KN·m

M_d = 1,50 · 855 KN·m = 1282,5 KN·m

En cada HEB 450 → 641,75 KN·m

$z = (h - t_f) = 460 - 26 = 424$ mm $\boxed{z = 424\text{ mm}}$

M_d = 641,75 KN·m

$F_c = F_t = \frac{M_d}{z} = \frac{641,75\ KN\cdot m}{424\ mm} = \underline{1512,38\ KN} = T_6^*$

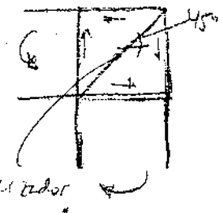
Fuerza que puede resistir a cizallamiento en estado plástico del alma de 1 HEB 450

$V_{pl} = t_{wc} \cdot h_{wc} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}} = 14 \cdot 398 \cdot \frac{355}{1,05} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} = 1039,2\ KN$

Si hace $V_d > V_{pl}$ — Hay que disponer rigidizador diagonal

Fuerza que debe resistir el rigidizador diagonal.

$F_S^* = (T_6^* - t_{wc} \cdot h_{wc} \cdot f_y \cdot \frac{1}{\sqrt{3}}) \cdot \frac{1}{\cos\theta}$



$F_S^* = (1512,38 - 1039,2) \cdot \frac{1}{\cos 45} = 670,60\ KN.$

$A_g \geq \frac{F_S^*}{f_y/\gamma_{M0}} = \frac{670,60\ KN}{355/1,05\ N/mm^2} = 2077,9\ mm^2$

Espesor alma: 14 mm | Luego rigidizador compatible por soldadura

Espesor alas: 26 mm |

ancho disponible en cada rigidizador = 300 - 14 = 276 = 270 mm

$e \geq \frac{2078}{270\ mm} = 7,42\ mm$ → se dispone e = 15,0 mm por compatibilidad en espesores de soldadura.

PESO PROPIO MARCO METÁLICO — CONEXIÓN MARCO PANTALLAS

* 2 HEB 450 g_1 = 2 × 171 kg/m = 342 kg/m

L_{total} = (4 × 7,15 + 2 × 0,60) = 29,8m ≈ 30m

↳ add + hormigón en cuenta los rigidizadores

Peso total: g_1 = 342 kg/m × 30m = 10 260 kg

* TORRE GRÚAS:

HEM 250 → g_1 = 159 kg/m

$l = \sqrt{2,75^2 + 2,75^2}$ = 2,78 ≈ 2,50m

L_{total} = 4 × 2,50 = 10,0m

Peso total = 159 kg/m × 10,0m = 1890 kg

Peso total = 10260 + 1990 = 12150 kg

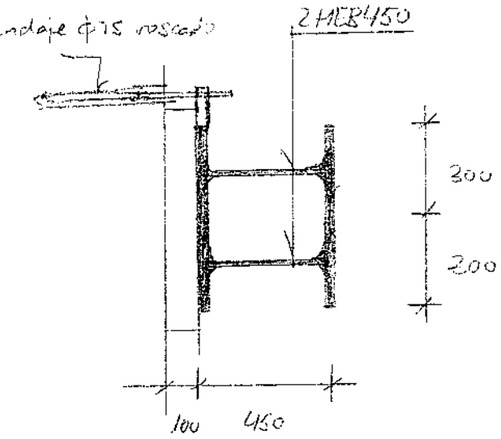
(Teniendo en cuenta pernos, rigidizadores, etc) → 13 500 kg

Peso a considerar = 13 500 kg = 135 000 N = 135 kN

$g_{1,d}$ = 1,50 × 135 = 202,5 kN

↳ acumulaciones de hielo etc

Soporte del marco metálico:



Disponiendo 8 soportes → 16,875 kN / soporte

R_d = 1,50 × 16,875 kN = 25,3125 kN.

Resistencia a cizalladura de 1 barra ϕ25 de acero S500S (Roscada) Ramu GENI o Macalloy

$B_u = A_r \times k_2 \times \overline{VE}$

k_2 = 0,65

$\overline{VE}$ = 500 N/mm²

A_r = 490,9 mm²

B_u = 490,9 mm² × 0,65 × 500 N/mm² = 159 542,5 N

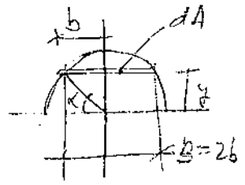
B_u = 159,5 kN (>> R_d = 25,3125 kN) OK!

Resistencia a flexión de la barra.

e_{max} = 0,15 m

Momento último de 1 ϕ25 $M_u = W_{pl} \times f_y$

$W_{pl,y} = 2S_y$; $S_y = \int_0^R \int_{-R}^{R} y \cdot dA$



$b = R \cdot \cos k$ $y = k \cdot \operatorname{sen} d$

Ecuación circunferencia $x^2+y^2=R^2$ $R=1250mm$

$x=\sqrt{R^2-y^2}$

$B(y)=2\cdot x=2\sqrt{R^2-y^2}$

$dA=B(y)\,dy=2\cdot\sqrt{R^2-y^2}\cdot dy$

$S_x=\int_0^R y\,dA=\int_0^R 2y\sqrt{R^2-y^2}\,dy \ldots$ $S_x=1302,1\,mm^3$

$W_{pl,x}=2\cdot S_x=2\cdot 1302,1=2604,2\,mm^3$

$M_{ult}=W_{pl,x}\frac{f_y}{\gamma}=2604,2\,mm^3\cdot\frac{300N/mm^2}{1,15}=1,1328\cdot10^6\,N\cdot mm$

$M_{ult}=1,132\,KN\cdot m$ (cada $\phi25$)

$M_{d,total}=R_A\cdot e_{max}=25,3125\,KN\cdot 0,15m=3,797\,KN\cdot m$

(> capacidad 1 $\phi25$)

Hay que disponer $4\phi25$ en cada pto de apoyo. (4×8)

Rozamiento puntal / pantallas (con mortero de regularización)

$\mu=0,55$ (coeficiente de rozamiento)

Se toma $\mu=0,50$

Fuerza necesaria para soportar el peso propio del marco por rozamiento: $F_\mu=\mu\cdot F$ — $F_\mu\geq g_{1,d}=205\,KN$

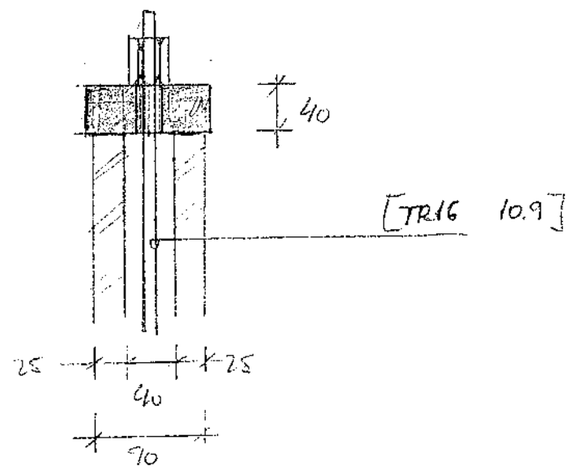
$$F\geq\frac{205\,KN}{0,50}=410\,KN$$

Tomando pernos $\phi16$ TR16 A 10.9

PLACAS de APOYO

Fuerza de tesado: $F_0=85KN$

Fuerza última: $F_u=140\,KN$



Flexión placa de apoyo

$F=140\,KN$

$F_d=140KN$

En cada apoyo: 70 KN

$e=45mm$ como máximo

$M_{total}=70\,10^3N\cdot 45mm=3150000\,N\,mm$.

$M_{total}=3,15\,KN\,m$

Comprobación resistencia

$$\sigma_{max}=\frac{M}{I}\frac{h}{2}=\frac{6M}{e^2b}=\frac{6\cdot3150000\,N\,mm}{40^2mm^2\cdot80mm}=147,6\,N/mm$$

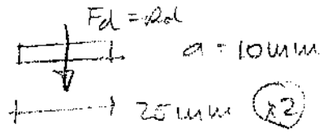
$\leq\sigma_y$ (OK!).

Can Tunis 29-junio-05

VERIFICACIÓN CORDONES DE SOLDADURA

En cada apoyo: $R_d = 25{,}5$ KN (apoyo)

Cordón de soldadura:



$\Delta \downarrow 25{,}5$ KN $\quad n = 18{,}02$ KN

en el plano de garganta:

$$\sigma = \frac{1}{\sqrt{2}}(n - t_n) \Rightarrow 18{,}02 \text{ KN/b} \rightarrow \sigma = 18030/10b \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_n = \frac{1}{\sqrt{2}}(n + t_n) \Rightarrow 18{,}02 \text{ KN/b} \rightarrow \tau_n = 18030/10b \text{ N/mm}^2$$

Tensión de comparación $\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 1{,}80(\tau_n^2 + \tau_a^2)}$

Sustituyendo valores:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\left(\frac{18030}{10b}\right)^2 + 1{,}80\left(\frac{18030}{10b}\right)^2} = \sqrt{2{,}80}\ \frac{18030}{10b} \leq 355/1{,}10$$

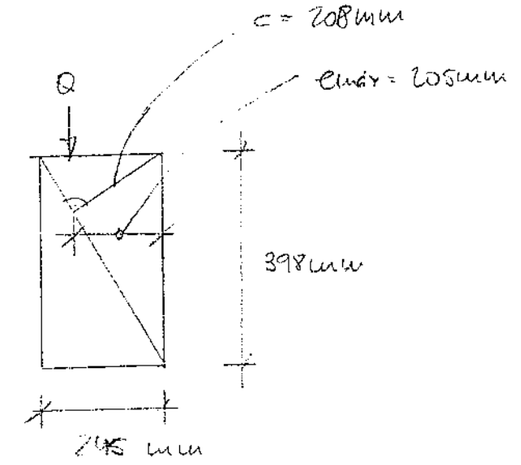
$b \geq 14{,}12$ mm — Si hay disponible en total, 50mm ✓ OK!

UNIÓN PERNOS / PERFILES.

Can Tunis 29-junio-05

VERIFICACIÓN CARTELAS:

Método del coeficiente de escuadra



$$\bar{\lambda} = \frac{2{,}53\,c}{t \cdot \lambda_E} \quad ; \quad \lambda_E = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{\frac{2{,}1\cdot10^5}{355}} = 76{,}409$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2{,}53 \cdot 208}{25 \cdot 76{,}409} = 0{,}2755$$

$$CE = 0{,}14\,\bar{\lambda}^2 - 1{,}07\,\bar{\lambda}^2 + 2{,}23 = 0{,}14 \cdot 0{,}2755^2 - 1{,}07 \cdot 0{,}2755^2 + 2{,}30 = 2{,}229$$

Momento plástico: $M_p = \frac{c^2 t}{4} \cdot f_y = \frac{208^2 \cdot 25}{4} 355 \text{ N/mm}^2$

$M_p = 95992000$ N·mm (95,992 KN·m)

Momento crítico: $M_{cr} = CE \cdot M_p = 2{,}229 \times 95{,}992 \text{ KN·m} = 214{,}0$ KN·m

Momento de solicitación: $Q \cdot e =$

$Q \cdot F_u = 140$ KN

$e = 205$ mm $= 0{,}205$ m

$\boxed{Q \cdot e = 28{,}7 \text{ KN·m}} \ll M_{cr}$ ✓ OK!

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

SALIDAS DE EVACUACIÓN EN CRUCE DE LA TRAZA DEL FALSO TÚNEL DE CAN TUNIS CON LA CARRETERA B-17, DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO, Y CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.
PK: 706+430 Y 707+040

PUNTALES PROVISIONALES.

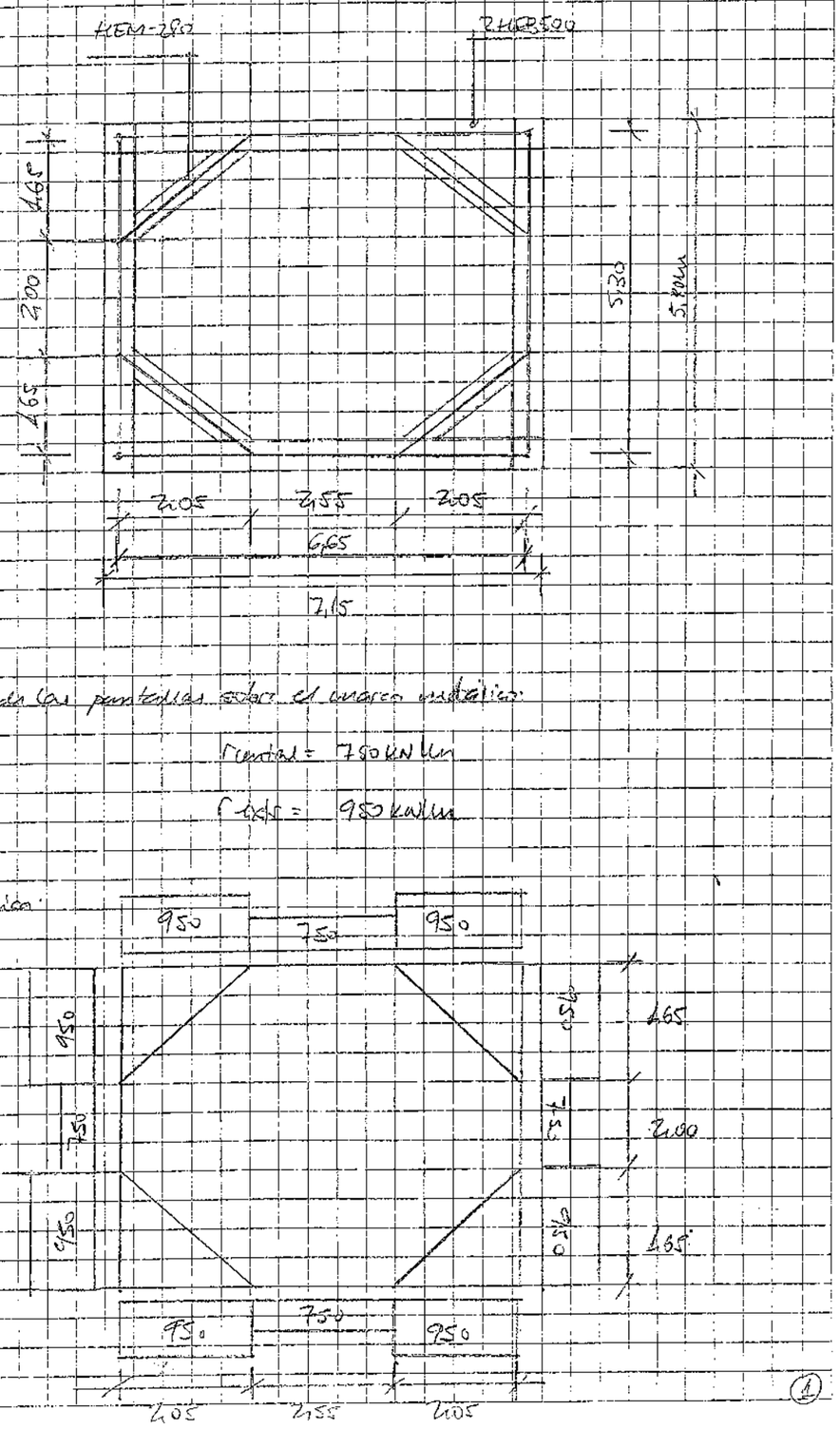
ADENDA 1

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 21 de septiembre de 2005

Marco a base de pilares metálicos

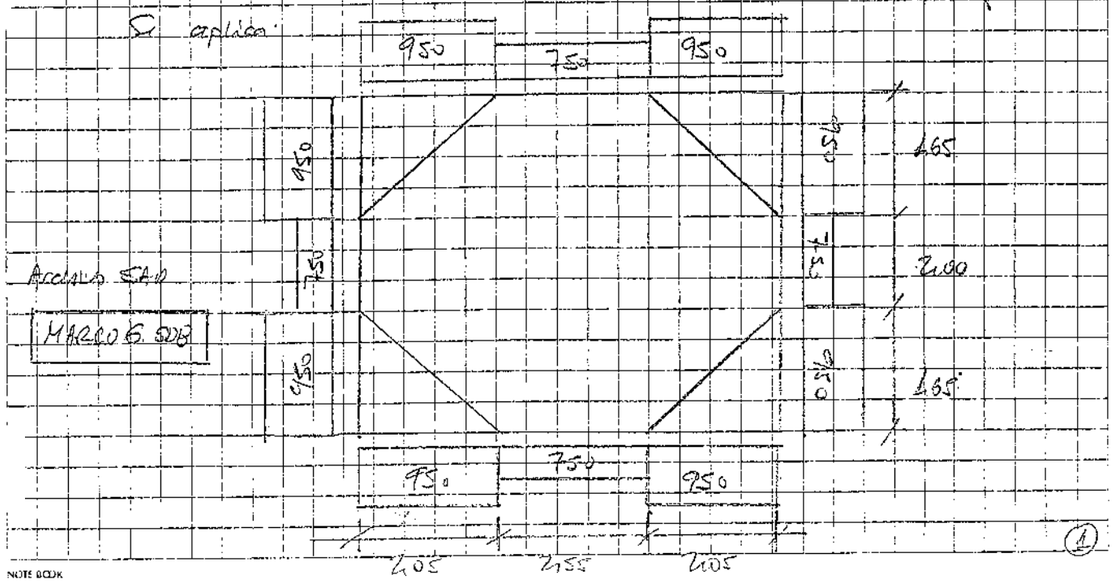


Reacción de las pantallas sobre el marco metálico:

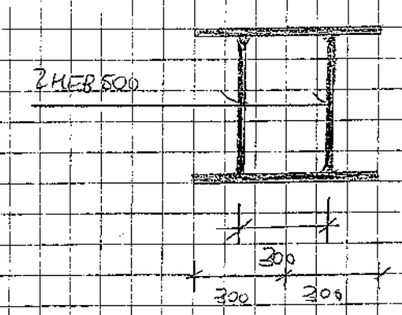
Frontal = 750 kN/m

Fondo = 950 kN/m

Se aplica:



Se toman 2 HEB 500



VERIFICACIONES

1) CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN (Acero S275 JR) $f_y = 275\ N/mm^2$

a) Alma sometida a flexión compuesta

$d/t_w = \frac{390}{14,5} = 26,9 \leq 33\varepsilon = 33 \cdot 0,92 = 30,36 \rightarrow$ CLASE 1

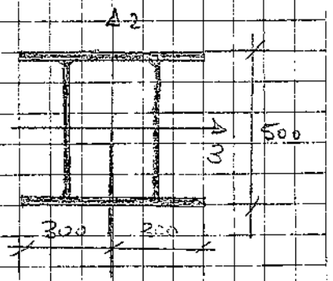
b) Elementos internos del ala

$b/t_f = \frac{231,5}{28} = 8,27 \leq 33\varepsilon = 30,36 \rightarrow$ CLASE 1

c) Alas en voladizo

$c/t_f = \frac{150}{28} = 5,36 \leq 10\varepsilon = 9,20 \rightarrow$ CLASE 1

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN:



$A_{total} = 2 \times 239 = 478\ cm^2$

$I_{zz} = 2 \times 107200 = 214400\ cm^4$

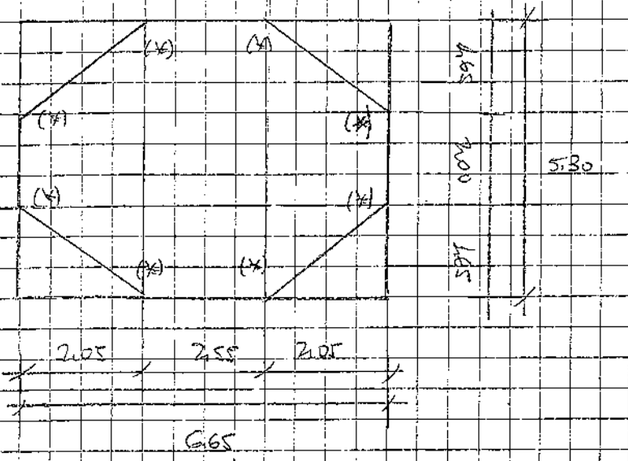
$I_{yy} = 2 \times 12620 + 2 \times 239 \times 150^2 = 137790\ cm^4$

$W_{pl,zz} = 2 \times 2 \cdot S_z = 4 \times 2410 = 9640\ cm^3$ $\quad W_{el,y} = 2 \times 4290 = 8580\ cm^3$

$W_{pl,yy} = 2 \times A \times 15cm = 2 \times 239 \times 15 = 7170\ cm^3$

$i_{zz} = \sqrt{I_{zz}/A} = 21,18\ cm$ $\quad i_{yy} = \sqrt{I_{yy}/A} = 16,67$

Esquema estático:



(x) Los apoyos en los forjamientos actúan como empotramiento efectivo a pandeo de los elementos en el plano del elemento

ELEMENTOS de 2,55m

Esbeltez mecánica

$\lambda_y = l_y / i_y = \frac{255}{21,18} = 12,04 = \lambda_3$ ← Bajo (OK!)

$\lambda_z = l_z / i_z = \frac{665}{16,67} = 39,89 = \lambda_3$ ← Tb bajo (OK!)

Esbeltez adimensional

$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f_0}} = \pi \sqrt{\frac{210.105\ N/mm^2}{275\ N/mm^2}} = 86,81$ Esbeltez de Euler.

$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{12,04}{86,81} = 0,1387$

$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{39,89}{86,81} = 0,4595$

Muy bajas

Coeficiente de imperfección $\alpha = 0,34$ (curva b)

③

- $\Phi_y = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] =$

$= 0,50 [1 + 0,34 (0,1387 - 0,2) + 0,1387^2] = 0,4992$

$\chi_y = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} \quad (\leq 1,0)$

$\chi_y = \frac{1}{0,4992 + [0,4992^2 - 0,1387^2]^{1/2}} = 1,022 \rightarrow \boxed{\chi_y = 1,00}$

No hay amplificación en momentos por efectos de 2º orden

- $\Phi_z = 0,50 [1 + 0,34 (0,4595 - 0,2) + 0,4595^2] = 0,6497$

$\chi_z = \frac{1}{0,6497 + [0,6497^2 - 0,4595^2]^{1/2}} = 0,9017$ $\boxed{\chi_z = 0,9017}$

$\boxed{\chi_{min} = 0,9017}$

Pandeo lateral:

Sección cerrada, no hay posibilidad de pandeo lateral en cordón comprimido

ELEMENTOS de 2,00m

Esbeltez mecánica

$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{200}{21,18} = 9,44$ Bajo (OK!)

$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{530}{16,67} = 31,79$ Bajo (OK!)

Esbeltez adimensional $\lambda_E = 86,81$

$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{9,44}{86,81} = 0,1088$

$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{31,79}{86,81} = 0,3662$

Muy bajas

$\alpha = 0,34$

Curva b

④

Cem Tunis 8-Eyl-05

- $d_y = 0{,}50\left[1 + \alpha(\lambda - 0{,}20) + \lambda^2\right] =$

$= 0{,}50\left[1 + 0{,}34(0{,}1088 - 0{,}20) + 0{,}1088^2\right] = 0{,}4904$

$\chi_y = \dfrac{1}{0{,}4904 + \left(0{,}4904^2 - 0{,}1088^2\right)^{1/2}} = 1{,}0224 \quad (\neq 1{,}00)$

$\boxed{\chi_y = 1{,}00}$

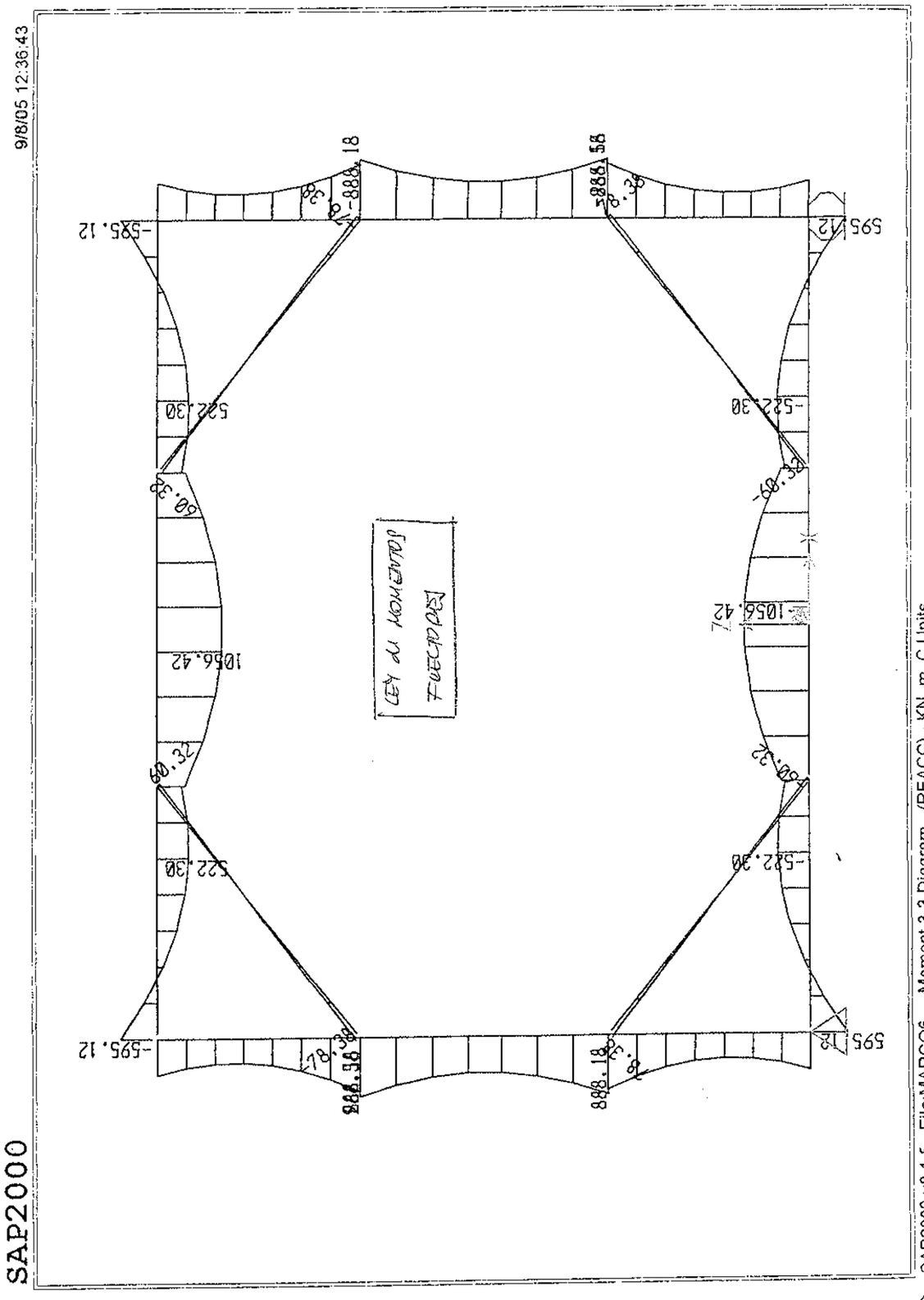
- $d_z = 0{,}50\left[1 + 0{,}34(0{,}3662 - 0{,}20) + 0{,}3662^2\right] = 0{,}5952$

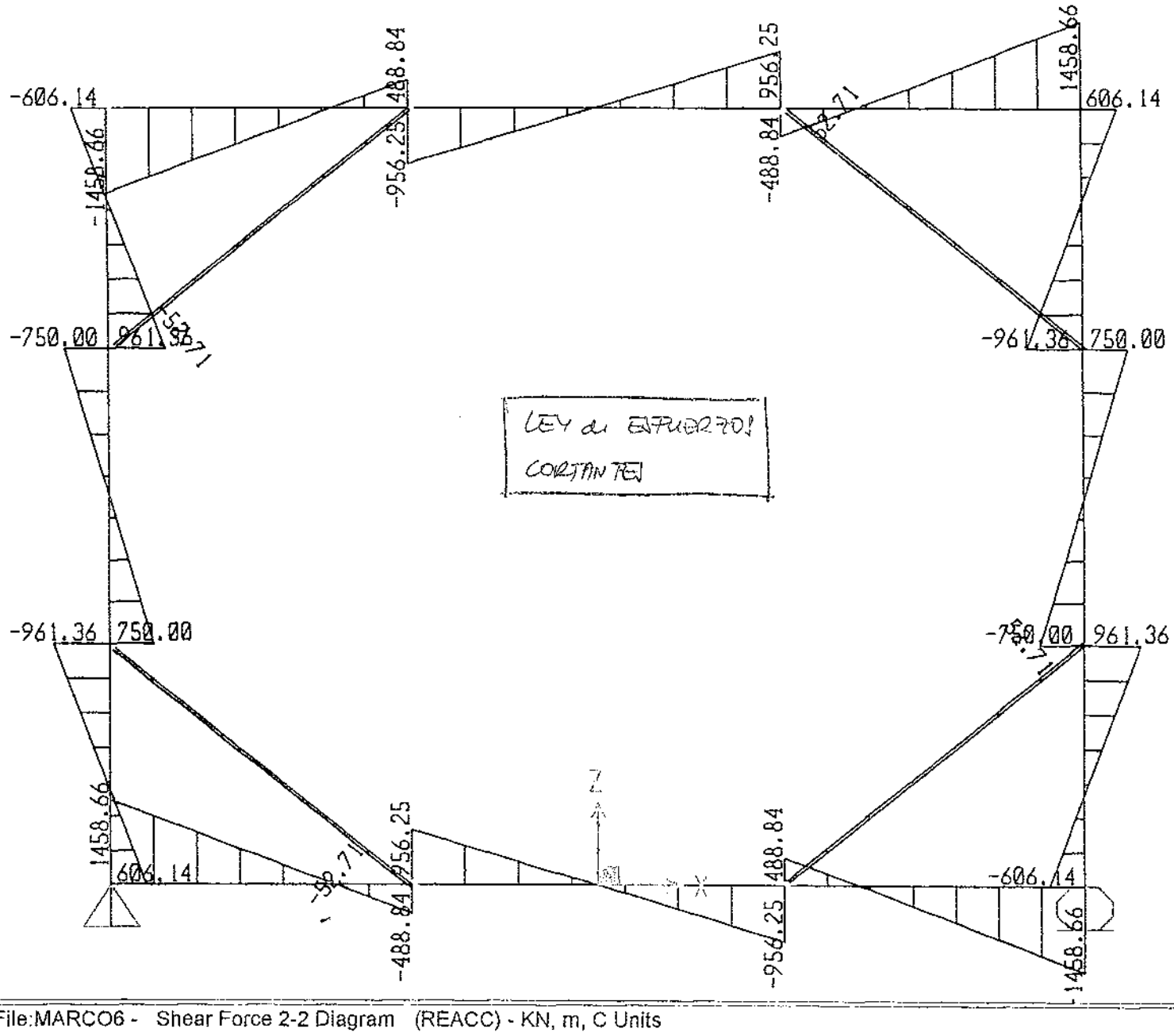
$\chi_z = \dfrac{1}{0{,}5952 + \left(0{,}5952^2 - 0{,}3662^2\right)^{1/2}} = 0{,}9295$

$\boxed{\chi_z = 0{,}9293}$

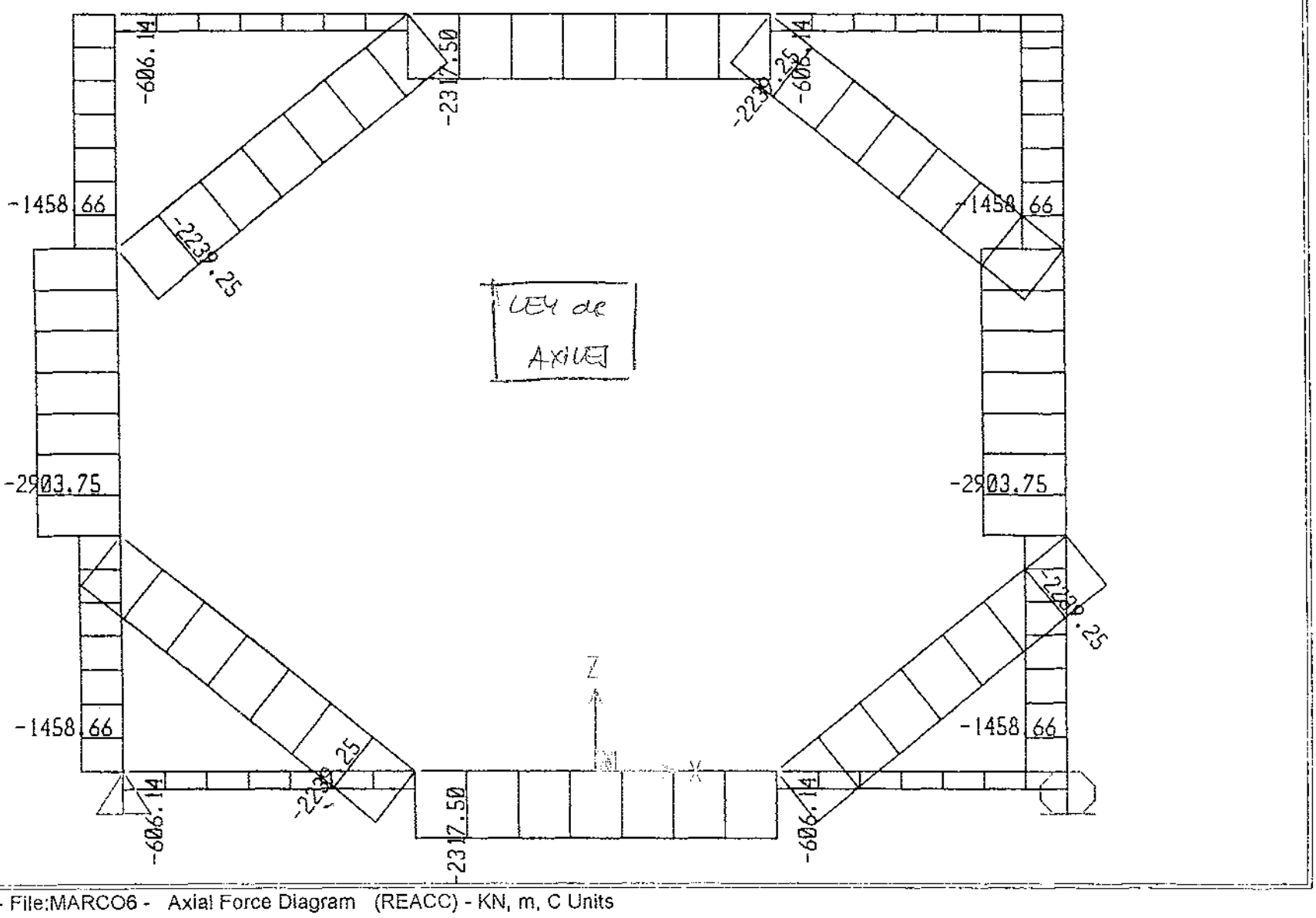
$\boxed{\chi_{min} = 0{,}9293}$

NOTE BOOK





SAP2000 v8.1.5 - File:MARCO6 - Shear Force 2-2 Diagram (REACC) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:MARCO6 - Axial Force Diagram (REACC) - KN, m, C Units

VERIFICACIONES

① Elementos comprimidos y flectados clase 1



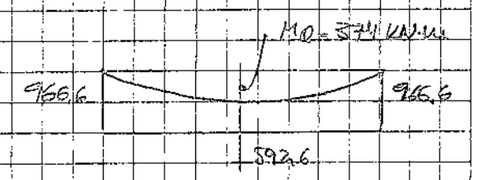
Comprobación EC3

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y/\gamma_{M1}} \leq 1.0 \qquad (M_{z,Sd}=0)$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}\right] \qquad \mu \leq 0.90$$

$\beta_{M,\psi} = 1.10 \quad (\psi = 1.0)$

$\beta_{M,Q} = 1.30$



$M_Q = 966.6 - 592.6 = 374 \text{ kN·m}$

$\Delta M = 966.6 \text{ kN·m}$

$\beta_M = 1.10 + \frac{374}{966.6}(1.30 - 1.10) = 1.1774$

en la axial

$\mu_y = 0.1088(2 \cdot 1.1774 - 4) + \left[\frac{9640 - 8580}{8580}\right] = -0.055 \quad (\leq 0.90)$

$k_y = 1 - \frac{-0.055 \cdot 4354.5 \cdot 10^3 \text{ N}}{1.00 \cdot 47800 \text{mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2} = 1.0184$

$N_{Sd} = 1.50 \cdot 2903 = 4354.5 \text{ kN} \qquad M_{y,Sd} = 1.50 \cdot 966.6 = 1449.9 \text{ kN·m}$

Verificación:

$$\frac{4354.5 \cdot 10^3 \text{ N}}{0.9393 \cdot 47800 \text{mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2/1.10} + \frac{1.0184 \cdot 1449.9 \cdot 10^6 \text{ N·mm}}{9640 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 275 \text{ N/mm}^2/1.10} =$$

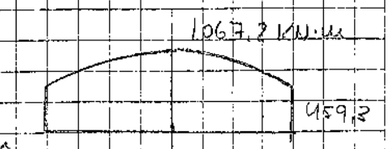
$= 0.3279 + 0.6127 = 1.0006 \simeq 1.00$ OK!

(ii) Elementos comprimidos y flectados clase 1



$\beta_{M,\psi} = 1.10 \quad (\psi = 1.0)$

$\beta_{M,Q} = 1.30$



$M_Q = 1067.2 - 459.2 = 607.9 \text{ kN·m}$

$\Delta M = 1067.2 \text{ kN·m}$

$\beta_{M,y} = 1.10 + \frac{607.9}{1067.2}(1.30 - 1.10) = 1.2139$

$\mu_y = 0.1387(2 \cdot 1.2139 - 4) + \left[\frac{9640 - 8580}{8580}\right] = -0.0945 \quad (\leq 0.90)$

$k_y = 1 - \frac{-0.0945 \cdot 8475.5 \cdot 10^3 \text{ N}}{0.9017 \cdot 47800 \text{mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2} = 1.0277$

$N_{Sd} = 1.50 \cdot 2317 = 8475.5 \text{ kN}$

$M_{Sd,y} = 1.50 \cdot 1067 = 1600.5 \text{ kN·m}$

Verificación:

$$\frac{8475.5 \cdot 10^3 \text{ N}}{0.9017 \cdot 47800 \text{mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2/1.10} + \frac{1.0277 \cdot 1600.5 \cdot 10^6 \text{ N·mm}}{9640 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 275 \text{ N/mm}^2/1.10} =$$

$= 0.8325 + 0.6825 = 1.0050 \simeq 1.0$ OK!

CORTANTES

$V_d = 1485,7\ kN$

$V_d = 1,50 \cdot 1485,7 = 2228,55\ kN$

Cortante último de la sección

$A_v = [A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f] \times 2 =$

$= 2 [29300 - 2 \cdot 300 \cdot 20 + (14,5 + 2 \cdot 27) 20] = 20285\ mm^2$

$A_v = 20285\ mm^2$

Obs:

Esbeltez alma: $\frac{d}{t_w} = \frac{390}{14,50} = 26,9 \leq 69\varepsilon$ → No hay que comprobar la resistencia a la abolladura

Resistencia a cortante:

$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{1}{\gamma} = 20285\ mm^2 \cdot \frac{275\ N/mm^2}{1,10\ \sqrt{3}} = 4162\ kN$

$V_d \leq V_{pl,Rd}$ (OK!)

Obs 1: $V_d > 0,5 V_{pl,Rd} = 2081,06\ kN$ $(V_d = 0,5355 V_{pl,Rd})$

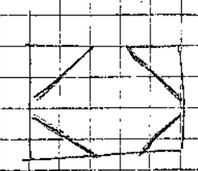
→ una cierta reducción de la capacidad a flexión debido al cortante.

Obs 2: En las secciones más solicitadas a flexión los cortantes son: $V_d = 1,50 \cdot 965 = 1447,5\ kN$ $(< 0,5 V_{pl,Rd})$

(OK!)

NOTE BOOK

TORNAPUNTAS HEM 280 L = 265 cm



$A = 240\ cm^2$

$I_y = 29550\ cm^4$ $W_{el,y} = 2550\ cm^3$ $W_{pl,y} = 2960\ cm^3$

$I_z = 13160\ cm^4$ $W_{el,z} = 914\ cm^3$ $W_{pl,z} = 1389,5\ cm^3$

$W_{pl,z} = 2 \times [31 \times 14,4 + \frac{14,4}{2} - 24,4 \times 13,475 (0,925 + \frac{13,475}{2})] =$

$= 1389,45$

$i_y = 12,84\ cm$

$i_z = 7,405\ cm$

Esbelteces mecánicas

$\lambda_y = \frac{265}{12,84} = 20,64\ cm$

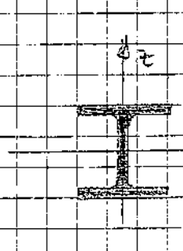
$\lambda_z = \frac{265}{7,405} = 35,79\ cm$

} Esbeltez ≤ 250 (OK!)

Esbelteces adimensionales $\lambda_1 = 86,81$ Esbeltez de Euler

- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{20,64}{86,81} = 0,2377$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{35,79}{86,81} = 0,4122$

Coeficiente de imperfección



Pandeo alrededor del eje y-y: curva b — ($\alpha = 0,34$)

Pandeo alrededor del eje z-z: curva c — ($\alpha = 0,49$)

NOTE BOOK

$\Phi_y = 0,50\,[1 + \alpha_y(\bar\lambda_y - 0,20) + \bar\lambda_y^2] =$

$= 0,50\,[1 + 0,34(0,2377 - 0,20) + 0,2377^2] = 0,5547$

$\chi_y = \dfrac{1}{0,5547 + [0,5547^2 - 0,2377^2]^{1/2}} = 0,9866 \quad (\le 1,00)$

$\Phi_z = 0,50\,[1 + 0,49(0,4122 - 0,20) + 0,4122^2] = 0,6370$

$\chi_z = \dfrac{1}{0,6370 + [0,6370^2 - 0,4122^2]^{1/2}} = 0,8908 \quad (\le 1,00)$

$\chi_y = 0,9866$

$\chi_z = 0,8908$

$\chi_{min} = 0,8908$

Pandeo lateral

$M_{cr} = \dfrac{\pi}{L}\sqrt{E \cdot G \cdot I_z \cdot I_t}$ (EA-95 3.4.5)

HEM 280 $E = 210\cdot10^5\ N/mm^2$

$G = 8,1\cdot10^4\ N/mm^2$

$L = 2650\ mm$

$I_z = 13160\cdot10^4\ mm^4$

$I_t = 952\cdot10^4\ mm^4$

$M_{cr} = 5487,06\ kN\cdot m$

Esbeltez reducida a pandeo lateral $[M_{dy} = 740\ kN\cdot m]$

$\lambda_{LT} = \sqrt{\dfrac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\dfrac{2460\cdot10^3\ cm^3 \cdot 275\ N/mm^2 / 1,10}{5487,06\cdot10^6\ N\cdot mm}} = 0,367$

Como $\lambda_{LT} \le 0,4$ NO es necesario considerar el pandeo lateral

$\mu_y = \bar\lambda_y(2\beta_{M,y} - 4) + \left[\dfrac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}\right]$

$\beta_{M,y} = 1,30$ (dos puntos) → soldado

$\mu_y = 0,2377\,(2\cdot1,30 - 4) + \left[\dfrac{2960 - 2550}{2550}\right] = -0,1770 \quad (\le 0,90)$

$k_y = 1 - \dfrac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \dfrac{-0,1770 \cdot 3360\cdot10^3\ N}{0,9866 \cdot 240\cdot10^2 mm^2 \cdot 275\ N/mm^2} = 1,0288$

$N_{sd} = 2240 \cdot 1,50 = 3360\ kN$

$\mu_z = 0,4122\,(2\cdot2,3387 - 4) + \left[\dfrac{1289,5 - 914}{914}\right] = 0,7995 \quad (\le 0,90)$

$\beta_{M,z} = 1,80 - 0,70\,(-0,7696) = 2,3387$

$\psi = \dfrac{-60,32}{78,38} = -0,7696$

$k_z = 1 - \dfrac{0,7995 \cdot 3360\cdot10^3\ N}{0,8908 \cdot 240\cdot10^2 mm^2 \cdot 275\ N/mm^2} = 0,5431 \quad (\le 1,50)$

Comprobación sección comprimida y flectada

$\dfrac{N_{sd}}{\chi_{min} A f_0/\gamma_{M1}} + \dfrac{k_y M_{y,sd}}{W_{pl,y} f_y/\gamma_{M1}} + \dfrac{k_z M_{z,sd}}{W_{pl,z} f_y/\gamma_{M1}} =$

$N_{sd} = 3360\ kN$

$M_{y,sd} = 150 \cdot \dfrac{1,89\ kN/m \cdot 2,65^2}{8} = 25\ kN\cdot m$

$M_{z,sd} = 150 \cdot 7,85 = 117,75\ kN\cdot m$

$$\frac{8360 \cdot 10^3}{0.8908 \cdot 240 \cdot 10^2 \cdot 275/1.10} + \frac{1.0889 \cdot 2.5 \cdot 10^6 \text{ N·mm}}{2960 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 275 \text{ N/mm}^2/1.10} + \frac{0.5421 \cdot 17375 \cdot 10^6}{1259.5 \cdot 10^3 \cdot 275 \cdot 1/1.10} =$$

$$= 0.6286 + 0.0037 + 0.1841 = 0.8164 \leq 1.00 \quad \text{OK!}$$

CORTANTE

a) CORTANTE HORIZONTAL

$V_k = 52.7 \text{ kN}$

$V_d = 1.50 \cdot 52.7 = 79.05 \text{ kN}$

El cortante lo soportan las alas

$A_T = 2 \cdot (24.90 \cdot 3.3) = 190.02 \text{ cm}^2$

$$V_{Rd} = A_T \frac{f_y}{\gamma_M \sqrt{3}} = 190.02 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.10 \cdot \sqrt{3}} = 2745 \text{ kN}$$

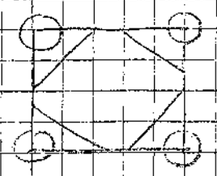
$V_d < V_{Rd}$ OK!

b) CORTANTE VERTICAL

$$V_k = \frac{4.89 \cdot 2.65}{2} = 2.594 \text{ kN}$$

$V_d = 1.50 \cdot 2.594 = 3.76 \text{ kN}$ ← Muy bajo! OK!

CORTANTES LOCALES



MOMENTO FLECTOR DEL NUDO: [Comprobamos que alma entre rigidizadores]

$M_k = 600\ KN\cdot m$

$M_d = 1.50 \cdot 600\ KN\cdot m = 900\ KN\cdot m$

En cada HEB500 $\longrightarrow$ $450\ KN\cdot m$

$z = h - t_f = 500 - 28 = 472\ mm$ $\quad z = 472\ mm$

$M_d = 450\ KN\cdot m$

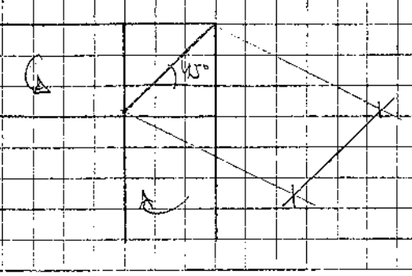
$F_c = F_t = \dfrac{M_d}{z} = \dfrac{450\ KN\cdot m}{0.472\ m} = 953.4\ KN = Pb^*$

Fuerza que puede resistir a cizalladura en estado plástico el alma del HEB500 [Cortantes locales]

$V_{pl} = t_{wc}\, h_{wc}\, \dfrac{f_y}{\sqrt{3}\cdot\gamma_M} =$

$= 14.5 \cdot 444 \dfrac{275}{\sqrt{3}\cdot 1.10} = 979.25 < Vd$ — Hay que rigidizar el alma.

Fuerza que debe resistir el rigidizador diagonal:



(11)

$F_s^* = [953.4 - 929.25]\cdot\dfrac{1}{\cos 45} = 34.15\ KN$ ← con α con cartelas

Espesores compatibles por soldadura

espesor ala: 14.5 mm
espesor alma: 28.0 mm
} espesor rigidizador $e = 15.0\ mm$

Anchura disponible en cada lado HEB500

$\dfrac{(300 - 14.5)}{2} = 285.5\ mm$

$A = 285.5 \times 15 = 4283\ mm^2$

$F_u = 4282\ \dfrac{275}{1.10} = 1070\ KN$ (OK!)

Espesor garganta soldadura: $a \geq \dfrac{1070 \cdot 10^3\ N \cdot 1.10}{2 \cdot 80 mm \cdot 275 N/mm^2} = 15.3$

se toma $a = 16\ mm$ (OK!)

2 x 10 mm a cada lado

Abolladura rigidizador

$d/t_w = 707/15 = 47.14 \leq 69\varepsilon = 69 \cdot 0.92 = 63.48$ (KO)

Plastifica antes de abollar

(12)

PESO PROPIO DEL MARCO METÁLICO — CONEXIÓN MARCO-PANTALLAS

* 2 HEB 500 — $g_1 = 2 \times 1{,}870\ kN/m = 3{,}74\ kN/m$

$L_{total} = 2 \times (7{,}15 + 5{,}80) = 25{,}90\ m \approx 30\ m$

(?) así se tienen en cuenta los rigidizadores

Peso total... $g_1 = 3{,}74\ kN/m \times 30\ m = 112{,}2\ kN$

* TORNAPUNTAS:

HEM 280 — $g_2 = 1{,}89\ kN/m$

$L_{total} \approx 4 \times 2{,}50\ m = 10{,}0\ m$

Peso total... $g_2 = 10{,}0\ m \times 1{,}89\ kN/m = 18{,}90\ kN$

Peso total $112{,}2 + 18{,}90 = 131{,}1\ kN$ (= 13110 kg)

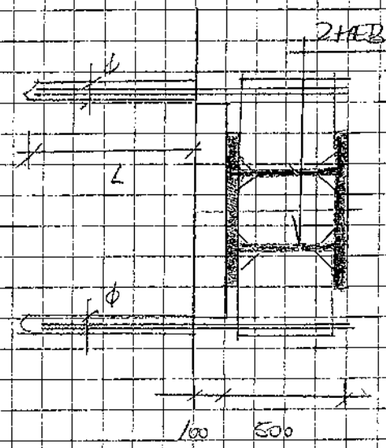
(Teniendo en cuenta placas, rigidizadores, etc.) — $\Delta = 10\%$

Peso a considerar = 14420 kg

$g_{tot} = 1{,}50 \times 14420 = 21630\ kg \sim 21650\ kg$

Acumulación en Tirón, etc. = 216,5 kN

Soporte del marco metálico



Disponiendo 8 soportes → 27,06 kN / anclaje

Rozamiento puntal / pantallas (con motivo de regularización)

$\mu = 0{,}55$

Se toma $\mu' = 0{,}50$

Fuerza necesaria para soportar el peso propio del marco por rozamiento

$F_\mu = \mu \cdot F \rightarrow F_\mu \geq g_{1,d} = 220\ kN$

$F \geq \frac{220\ kN}{0{,}5} = 440\ kN$

Tomando pernos Ø16 TR16 A-109

$A_r = 1{,}57\ cm^2 = 157\ mm^2$

$\sigma_y = 900\ N/mm^2$

Tensión al 60% del límite elástico $\sigma_t = 0{,}60 \cdot 900 = 540\ N/mm^2$

Con lo cual $F_0 = 157\ mm^2 \cdot 540\ N/mm^2 = 84780\ N = 84{,}78\ kN$

Hay que disponer un total de

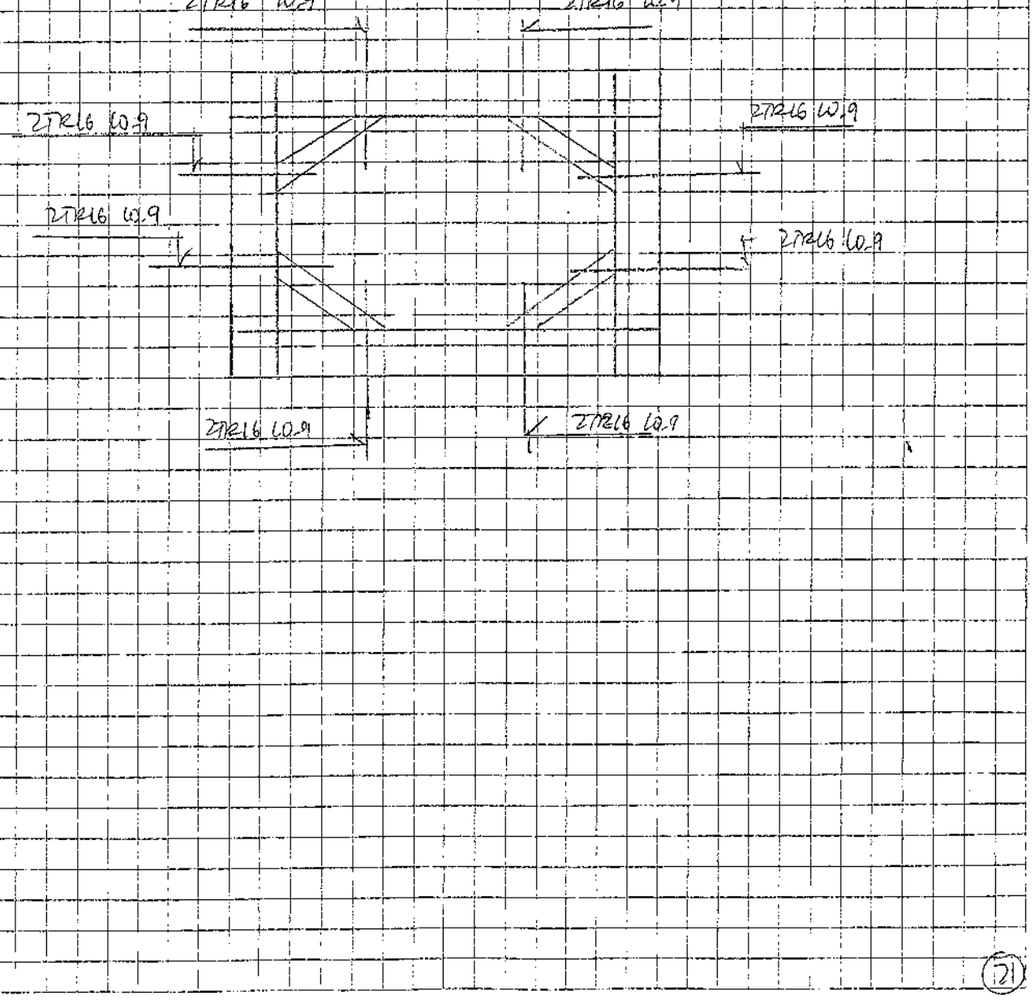
$$nº = \frac{1440\ kN}{94.7\ kN} = 15.20 \text{ pernos}$$

Se disponen 16 pernos roscados TR16 10.9

Fuerza de tiro: $F_0 = 85\ kN$

Hay que anular: $A_r \cdot \sigma_r = 157\ mm^2 \times 1000\ N/mm^2 = 157\ kN$

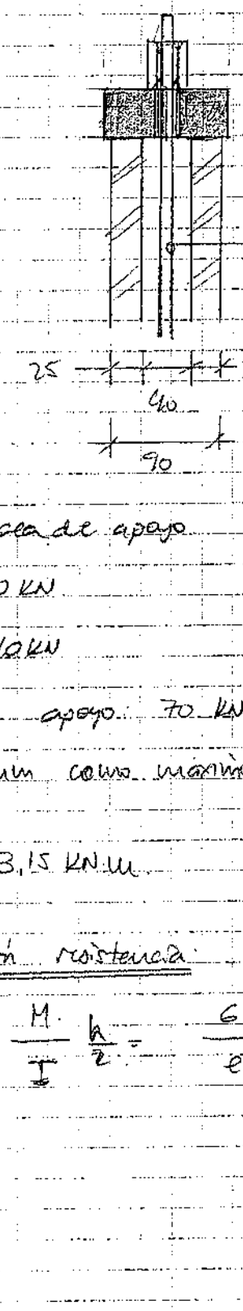
Hay que anular 160 kN (de diseño)



PLACAS de APOYO

Fuerza de tiro: $F_0 = 85 kN$

Fuerza última: $F_u = 140\ kN$



[TR16 10.9]

Flexión placa de apoyo

$F = 140\ kN$

$F_d = 140\ kN$

En cada apoyo 70 kN

$e = 45$ mm como máximo

$$M_{total} = 70\ 10^3\ N \cdot 45\ mm = 3150000\ N\,mm$$

$M_{total} = 3,15\ kN\,m$

Comprobación resistencia

$$\sigma_{max} = \frac{M}{I} \cdot \frac{h}{2} = \frac{6M}{e^2 \cdot b} = \frac{6 \cdot 3150000\ N\,mm}{40^2\ mm^2 \cdot 80\ mm} = 147,6\ N/mm^2$$

$\leq \sigma_y$ (OK!)

VERIFICACIÓN CORDONES DE SOLDADURA

En cada apoyo: $R_d = 25{,}5$ KN (apoyo)

Cordón de soldadura: $F_d = R_d$; $a = 10$ mm ; 25 mm (x2)

$\Delta \downarrow 25{,}5$ KN ; $u = 25{,}5$ KN

en el plano de garganta:

$$\sigma = \frac{1}{\sqrt{2}}(u - t_n) \Rightarrow 18{,}03 \text{ KN/b} \Rightarrow \sigma = 18030/10b \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_n = \frac{1}{\sqrt{2}}(u + t_n) \Rightarrow 18{,}03 \text{ KN/b} \Rightarrow \tau_n = 18030/10b \text{ N/mm}^2$$

Tensión de comparación: $\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 1{,}80 \cdot (\tau_n^2 + \tau_{ta}^2)}$

Sustituyendo valores:

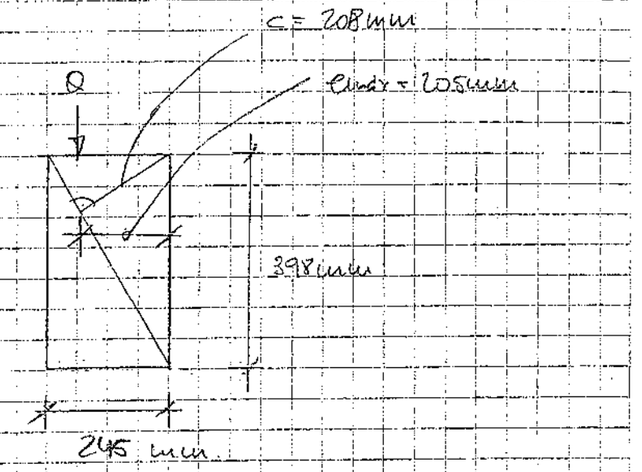
$$\sigma_{eq} = \sqrt{\left(\frac{18030}{10b}\right)^2 + 1{,}80\left(\frac{18030}{10b}\right)^2} = \sqrt{2{,}80}\ \frac{18030}{10b} \leq 235/1{,}10$$

$b \geq 14{,}12$ mm — Se han dispuesto, en total, 50 mm = OK!

UNIÓN PERFILES / PERFILES

VERIFICACIÓN CARTELAS

Método del cortante de escuadra



$$\bar{\lambda} = \frac{2{,}53\,c}{t \cdot \lambda_E} \quad ; \quad \lambda_E = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{\frac{2{,}1 \cdot 10^5}{355}} = 76{,}409$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2{,}53 \cdot 208}{25 \cdot 76{,}409} = 0{,}2755$$

$$CE = 0{,}14\,\bar{\lambda}^2 - 1{,}07\,\bar{\lambda}^2 + 2{,}3 = 0{,}14 \cdot 0{,}2755^2 - 1{,}07 \cdot 0{,}2755^2 + 2{,}30 = 2{,}229$$

Momento plástico: $M_p = \frac{c^2 t}{4} \cdot f_y = \frac{208^2 \cdot 25}{4} \cdot 355 \text{ N/mm}^2$

$M_p = 95992000$ N·mm (95,992 KN·m)

Momento crítico: $M_{cr} = CE \cdot M_p = 2{,}229 \times 95{,}992 \text{ KN·m} = 214{,}0$ KN·m

Momento de solicitación: $Q \cdot e =$

$Q = F_H = 140$ KN

$e = 205$ mm $= 0{,}205$ m

$Q \cdot e = 28{,}7$ KN·m << M_{cr} OK!

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO -B-17-.
FASES 4; 5 y 6
PK: 706+538.63 a 706+640.00

PUNTALES DEFINITIVOS EN POZO DE EVACUACIÓN.

Bridge
Technologies

REF: BT0307

Barcelona 11 de octubre de 2005

Cruce Nuevo

6-Oct-05

PUNTALES ZONA-ANCHO POZO

Predimensionamiento elemento:

a) Puntales: Longitud = 11.35 m (Es la longitud hasta el intradós de los puntales)

N_d = 4725 kN ($N_d = \frac{N_d}{\cos\alpha} = \frac{4725\ kN}{\cos 14.20^\circ}$ = 4725 kN)

α = 14.20°

Predimensionamiento hoja excel adjunta: 2HEB 320

b) Viga lateral: Hormigón impulsado

N_d = 4725 kN S_x = 2.50 m + $N_d = \frac{4725\ kN}{2\ ton}$ = 1890 kN/m

Momento sobre cabeza en zona extremo:

$M_d = 0.107\ pl^2 = 0.107 \cdot 1890 \cdot 2.50^2 = 1265\ kNm$

$W_3 \geq \frac{M_d}{f_d} = \frac{1265\ kNm}{775\ N/mm^2/1.10} = 5.060.000\ mm^3$

$W \geq 5060\ cm^3 = 2530\ cm^3 \times 2$ $S_x \geq 1265\ cm^3$

Se propone 2HEB 400

c) Viga lateral: Viga en cabeza puntales: Trabajo a tracción de la compresión sobre el cordón superior de la viga lateral. Se propone un cordón superior de 2HEB 320 con una sección de 322 cm² y un límite elástico de 275 N/mm².

CRUCE B-17 FASE 6 PUNTALES DEFINITIVOS (LUZ TIPO) ZONA POZO EVACUACIÓN

PUNTALES BIARTICULADOS

PERFILES: 2HEB320

ACERO fy = 275 N/mm2

PROPIEDADES MECÁNICAS

Para un perfil:		Para 2 perfiles:	
h=	32 cm	h =	32 cm
b=	30 cm	b =	60 cm
A=	161 cm2	At =	322 cm2
Iy-y =	30820 cm4	Iy-y =	61640 cm4
Iz-z =	9240 cm4	Iz-z =	90930 cm4
Sy-y =	1070 cm3		
		Wpl,y-y =	4280 cm3
		Wpl,z-z =	4830 cm3
		W el,y-y =	3852.500 cm3
		W el,z-z =	3031.000 cm3
		i y-y =	13.836 cm
		i z-z =	16.805 cm

ESQUEMA ESTÁTICO Y PANDEO

L =	11.35 m
Beta =	1.00
Lo =	11.35 m

ESBELTECES:		ESBELTECES ADIMENSIONALES:		Coeficiente de reducción:	
λ y-y =	82.034	λ y-y =	0.945	ϕ y =	1.073	χ y =	0.632
λ z-z =	67.541	λ z-z =	0.778	ϕ z =	0.901	χ z =	0.738
λ E =	86.815					χ min =	0.632

CURVA DE PANDEO : b Coeficiente de imp = 0.34

ACCIONES:

Peso propio:	g1d =	3.412 kN/m
Axil:	Nd =	4875 kN
Momento:	Md =	54.95 kN·m
Coef. eq. mom.		1.30

COMPROBACIÓN:

μ y =	-1.212	
Ky =	2.055	no > 1.500
K y =	1.500	
Valor de comparación =	[redacted]	

SIN PANDEO:

Tensión de trabajo aprox =	165.661	N/mm2
	66.26	% del límite elástico

CRUCE SE 6 PUNTALES DEFINITIVOS (LUZ TIPO) ZONA JACIÓN

PUNTALES BIARTICULADOS

PERFILES: 2HEB340

ACERO fy = 275 N/mm2

PROPIEDADES MECÁNICAS

Para un perfil:		Para 2 perfiles:	
h=	34 cm	h =	34 cm
b=	30 cm	b =	60 cm
A=	171 cm2	At =	342 cm2
Iy-y =	36660 cm4	Iy-y =	73320 cm4
Iz-z =	9690 cm4	Iz-z =	96330 cm4
Sy-y =	1200 cm3		
		Wpl,y-y =	4800 cm3
		Wpl,z-z =	5130 cm3
		W el,y-y =	4312.941 cm3
		W el,z-z =	3211.000 cm3
		i y-y =	14.642 cm
		i z-z =	16.783 cm

ESQUEMA ESTÁTICO Y PANDEO

L =	11.35 m
Beta =	1.00
Lo =	11.35 m

ESBELTECES:		ESBELTECES ADIMENSIONALES:		Coeficiente de reducción:	
λ y-y =	77.517	λ y-y =	0.893	ϕ y = 1.016	χ y = 0.666
λ z-z =	67.628	λ z-z =	0.779	ϕ z = 0.902	χ z = 0.737
λ E =	86.815				χ mín = 0.666

CURVA DE PANDEO : b Coeficiente de imp = 0.34

ACCIONES:

Peso propio:	g1d =	3.624 kN/m
Axil:	Nd =	4875 kN
Momento:	Md =	58.36 kN·m
Coef. eq. mom.		1.30

COMPROBACIÓN:

μ y =	-1.137	
Ky =	1.885	no > 1.500
K y =	1.500	
Valor de comparación =		0.929

SIN PANDEO:

Tensión de trabajo aprox =	156.076 N/mm2
	62.43 % del límite elástico

Cruce Nuevo 6-Oct-05

Modelo SAP: PUNTRATA_SDB

- Viga LATERAL MALGRAT TORDERA

2 HEB 400

$A = 2 \times 198 = 396\ cm^2$

$I_{zz} = 2 \times 57690 = 115.360\ cm^4$

- PUNTALES:

2 HEB 340

$A = 2 * 171 = 342\ cm^2$

$I_{zz} = 2 \times 9690 + 2 \times 171 \times 2^2 = 96.360\ cm^4$

- Viga LATERAL MALGRAT DERECHO

2 HEB 340

$A = 171\ cm^2$

$I_{zz} = 9690\ cm^4$

Para una viga Celosía con los montantes trabajando a tracción y cordones a compresión

Pero puntales:

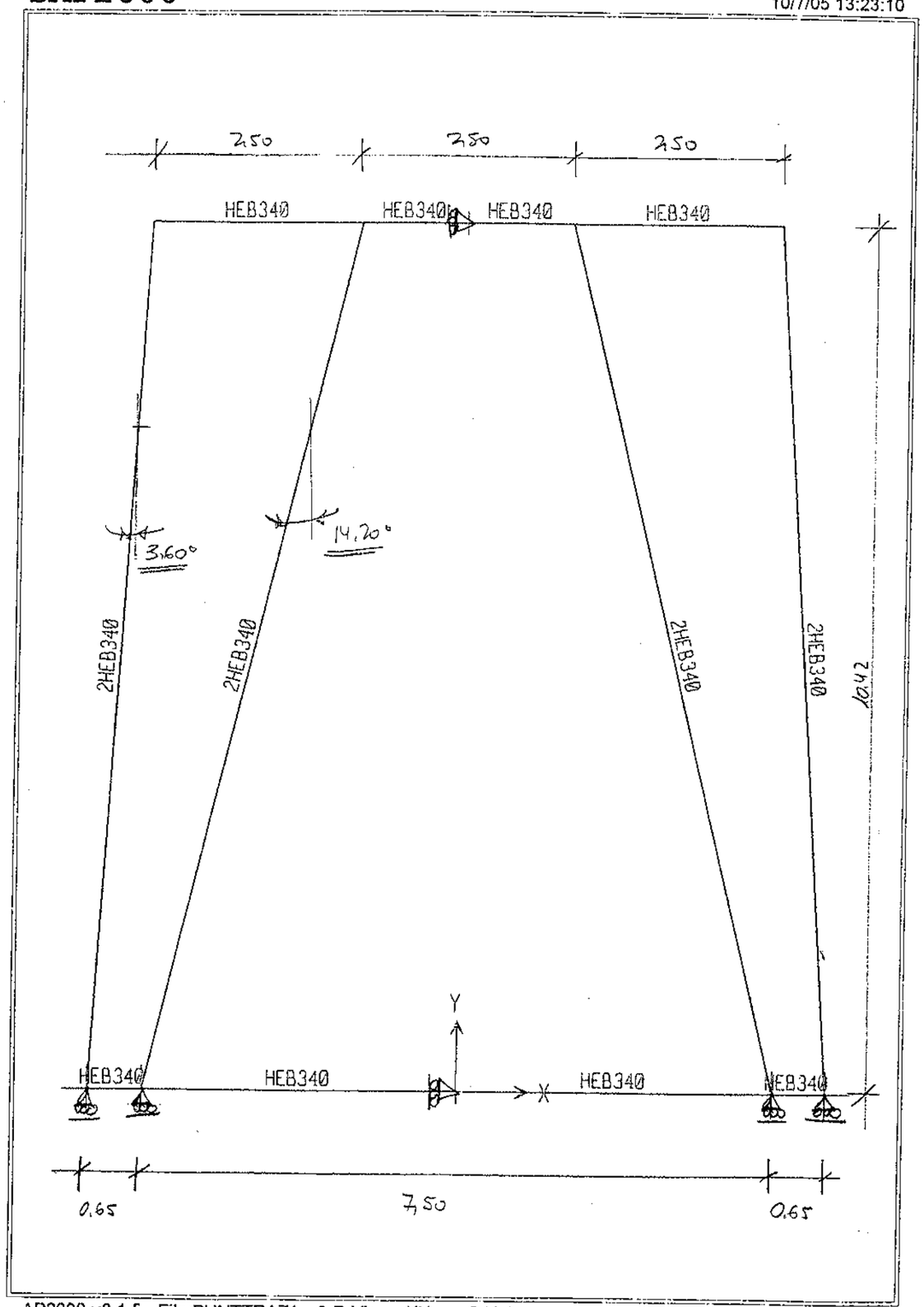
— En origen + 100 puntales existentes (Deformación Plastificación)

— Dobrevisa Inmediata Puntales de 5ª Vertical

→ Viga equivalente sólo con flexión axiles Deformación

SAP2000

10/7/05 13:23:10

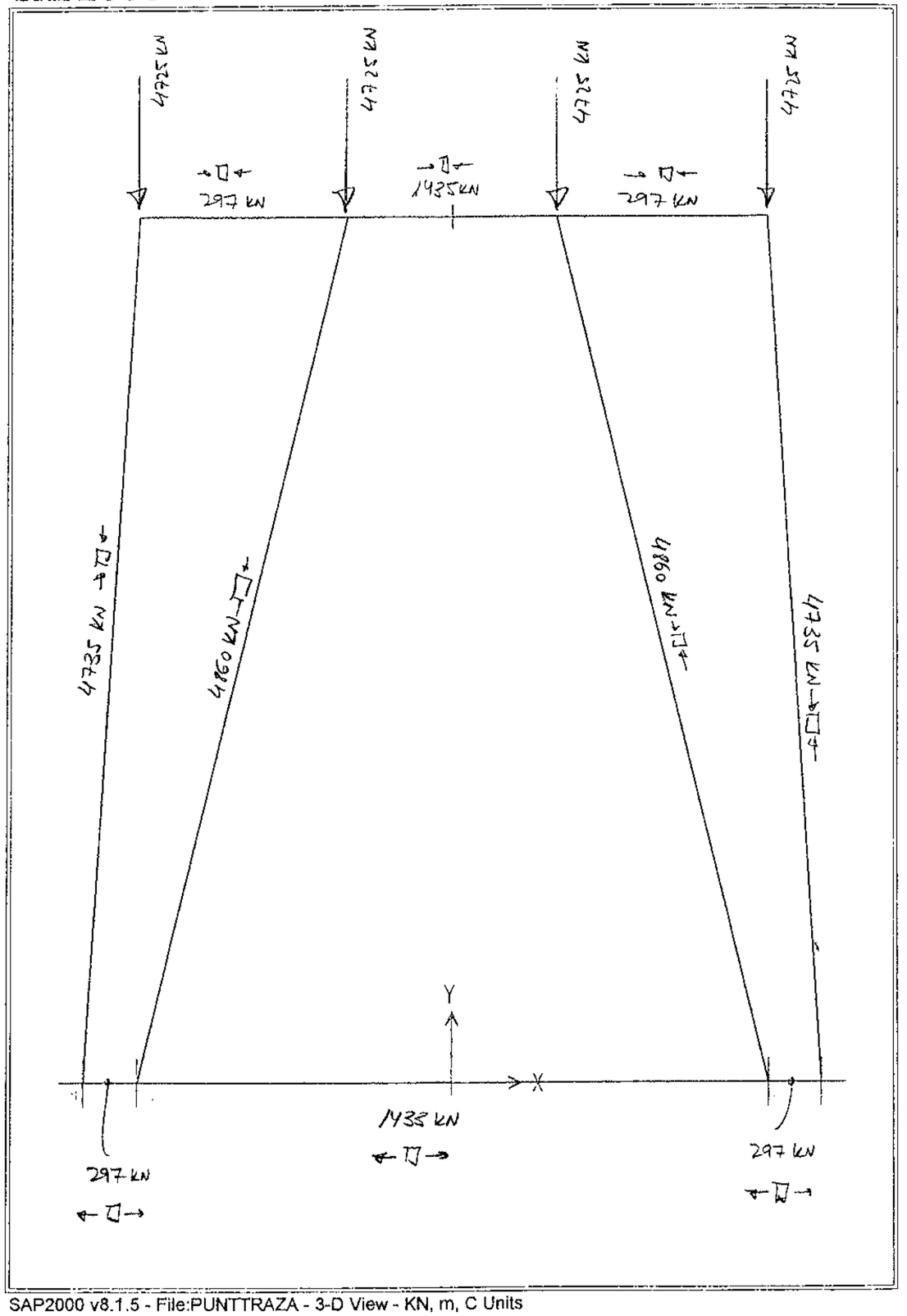


AP2000 v8.1.5 - File:PUNTTRAZA - 3-D View - KN, m, C Units

(5)

SAP2000

10/7/05 12:24:57



SAP2000 v8.1.5 - File:PUNTTRAZA - 3-D View - KN, m, C Units

AXILES

(6)

VIGA LATERAL PANTALLAS MARGEN IZQUIERDO

N_d = 1425 kN

$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{22 \cdot 1,35\ kN/m \cdot 25^2\ m^2}{8} = 1.913\ kN \cdot m$

Muy bajo

CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN (EC-3)

Acero S275 HEB 340 ($\varepsilon = 0,92$)

- Ala: comprimida en voladizo

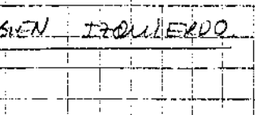
$c/t_f = \frac{150}{21,5} = 6,98 \leq 10\varepsilon = 9,2$ ← clase 1

- Alma:

Como alma comprimida (del lado seguro)

$d/t_w = \frac{243}{12} = 20,25 \leq 33\varepsilon = 30,36$ ← clase 1

ESQUEMA ESTÁTICO:

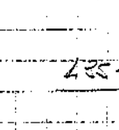


$l = 2,50m$

$\beta = 1,0$

$l_0 = \beta l = 2,50m$

ELBELTES:



$A = 171\ cm^2$

$I_{33} = 36\,660\ cm^4 \rightarrow i_{33} = 14,642\ cm$

$I_{22} = 9690\ cm^4 \rightarrow i_{22} = 7,528\ cm$

Esbeltez mecánica

$\lambda_{33} = \frac{l_{0_3}}{i_{33}} = \frac{2500mm}{146,42mm} = 17,07$

$\lambda_{22} = \frac{l_{0_2}}{i_{22}} = \frac{2500mm}{75,29mm} = 33,21$

Muy bajas

Esbeltez adimensional

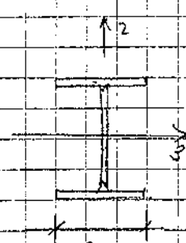
$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f_c}} = \pi \sqrt{\frac{21 \cdot 10^5}{275}} = 86,81$

Esbelteces adimensionales

$\bar{\lambda}_{33} = \frac{\lambda_{33}}{\lambda_E} = \frac{17,07}{86,81} = 0,1967$

$\bar{\lambda}_{22} = \frac{\lambda_{22}}{\lambda_E} = \frac{33,21}{86,81} = 0,3826$

Pilares comprimidos



Pandeo ↕ (sobre el eje 3-3) → curva b → $\alpha = 0,34$

Pandeo ↔ (sobre el eje 2-2) → curva c → $\alpha = 0,49$

↑ Coeficiente de imperfección

- $\phi_{33} = 0,50[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$

$= 0,50[1 + 0,34(0,1967 - 0,2) + 0,1967^2] = 0,5178$

$\chi_{33} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} = \frac{1}{0,5178 + [0,5178^2 - 0,1967^2]^{1/2}} = 1,0012$

- $\phi_{22} = 0,50[1 + 0,49(0,3826 - 0,2) + 0,3826^2] = 0,6179$

$\chi_{22} = \frac{1}{0,6179 + [0,6179^2 - 0,3826^2]^{1/2}} = 0,9065$

$\chi_{min} = 0,9065$

$$M_{33,d} = \frac{1,35 \cdot 1,34\,kN/m \cdot 2,5^2\,m^2}{8} = 1,4138\,kN\,m$$

$M_{22,d} = 0,0\ kN\,m$

$N_{sd} = 1435\ kN$

$\beta_{M,33} = 1,30$

$W_{pl,3} = 2 \cdot 1200 = 2400\ cm^3$

$W_{el,3} = 2160\ cm^3$

$$\mu_{33} = 0,1967\,(2 \cdot 1,30 - 4) + \left[\frac{2400 - 2160}{2160}\right] = -0,1643 \quad (\leq 0,90\ OK!)$$

$$K_y = K_{33} = 1 - \frac{-0,1643 \cdot 1435 \cdot 10^3\,N}{1,0012 \cdot 17100 \cdot 275} = 1,0501$$

VERIFICACIÓN:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot f_y/\gamma_{M1}} \leq 1$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{1435 \cdot 10^3\,N}{0,9065 \cdot 17100\,mm^2 \cdot \frac{275\,N/mm^2}{1,10}} + \frac{1,0501 \cdot 1,4138 \cdot 10^6\,N \cdot mm}{2400 \cdot 10^3\,mm^3 \cdot 275\,N/mm^2/1,10} =$$

$$= 0,3703 + 0,0025 = 0,3729 << 1,0 \quad (OK!)$$

PANDEO LATERAL DEL CORDÓN COMPRIMIDO

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr,i}}}$$

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot f_{y,d} = 2400000\,mm^3 \cdot 275\,N/mm^2/1,10 = 600\ kN\,m$$

$$M_{cr,i} = \frac{\pi}{\ell}\sqrt{E \cdot G \cdot I_z \cdot I_t}$$

$I_z = 9690\,cm^4$, $I_t = 278\,cm^4$

$E = 2,1 \cdot 10^5\ N/mm^2$

$G = 8,1 \cdot 10^4\ N/mm^2$

$\ell = 2500\,mm$

$M_{cr,i} = 2690\ kN\,m$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{600}{2690}} = 0,472 \quad (\geq 0,40)$$ — Hay que tener en cuenta la posibilidad de pandeo lateral

$$\mu_{LT} = 0,15\,\bar{\lambda}_z\,\beta_{M,LT} - 0,15 \quad (\mu_{LT} \leq 0,90)$$

$\bar{\lambda}_z = \lambda_z = 0,3826$

$\beta_{M,LT} = 1,30$

$\mu_{LT} = 0,15 \cdot 0,3826 \cdot 1,30 - 0,15 = -0,07529 \quad (< 0,90\ OK!)$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0,07529 \cdot 1435 \cdot 10^3\,N}{0,9065 \cdot 17100\,mm^2 \cdot 275\,N/mm^2} =$$

$= 1,0254$

VERIFICACIÓN:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot f_y/\gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{1435 \cdot 10^3\,N}{0,9065 \cdot 17100\,mm^2 \cdot 275\,N/mm^2/1,10} + \frac{1,0254 \cdot 1,4138 \cdot 10^6\,N \cdot mm}{0,9326 \cdot 2400 \cdot 10^3\,mm^3 \cdot 275\,N/mm^2/1,10} =$$

$= 0,3703 + 0,0079 = 0,3729 << 1,0$ ← OK!

$$\Phi_{LT} = 0.5\,[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] =$$

$$= 0.5\,[1 + 0.21(0.472 - 0.2) + 0.472^2] = 0.6400$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{1/2}} = \frac{1}{0.64 + (0.64^2 - 0.472^2)^{1/2}} = 0.9326$$

VIGA LATERAL PANTALLA MARGEN DERECHO

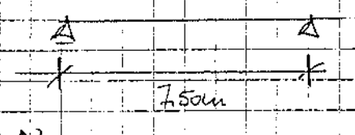
$N_d = 1435\ kN \quad \leftarrow \square \rightarrow$

$M_d = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{23.481\ kN/m \cdot (7.5^2)\ m^2}{8} = 12.72\ kN.m$ (Muy bajo)

CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN (EC-3)

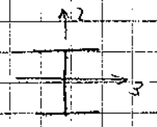
Ver hoja cálculo margen izquierdo

ESQUEMA ESTÁTICO



$l = 7.50m$
$\beta = 1.0$
$l_0 = \beta \cdot l = 7.50m$

ESBELTEZ



$A = 171\ cm^2$

$I_{33} = 3666.0\ cm^4 \quad — \quad i_{33} = 14.642cm$

$I_{22} = 969.0\ cm^4 \quad — \quad i_{22} = 7.529\ cm$

Esbeltez mecánica $\lambda_E = 86.81$

$$\lambda_{33} = \frac{l_{0_3}}{i_{33}} = \frac{7500\ mm}{146.42\ mm} = 51.22$$

$$\lambda_{22} = \frac{l_{0_2}}{i_{22}} = \frac{7500\ mm}{75.29\ mm} = 99.62$$

Esbeltez adimensional

$\bar{\lambda}_{33} = 0.5901 \quad ; \quad \bar{\lambda}_{22} = 1.1477$

Pieza sometida a tracción compuesta

$N_d = 1435\ kN$ → T →

$M_d = 12,72\ kN\cdot m$

$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 1700\ mm^2 \cdot \frac{275\ N/mm^2}{1,10} = 4275\ kN$

$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 2400 \cdot 10^3\ mm^3 \cdot \frac{275\ N/mm^2}{1,10} = 600\ kN\cdot m$

VERIFICACIÓN:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{1435}{4275} + \frac{12,72}{600} = 0,3357 + 0,0212 = 0,3569 < 1,0$$

OK!

PANDEO LATERAL DEL CORDÓN COMPRIMIDO

Tensión de máxima compresión

$N_d = 1435\ kN$ $M_d = 12,72\ kN\cdot m$

$A = 17\ cm^2$ $I = 36680\ cm^4$

$$\sigma_{máx} = \frac{1435 \cdot 10^3}{1700} + \frac{12,72 \cdot 10^6}{36660 \cdot 10^4} \cdot 170 = 83,92\ N/mm^2 = 0,00059$$

No hay compresiones en el cordón

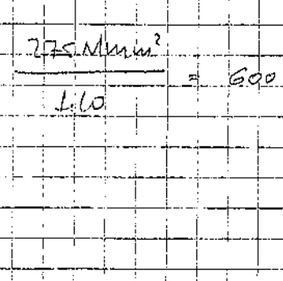
Pandeo — OK!

(13)

CARRERA JUNTAS

Carbrejuntas viga lateral margen izqdo.

$N_d = 1435\ kN$



$A = 2 \times 20 \times 250 = 10000\ mm^2$

$N_d = 1435\ kN$

$\sigma_d = \frac{N_d}{A} = \frac{1435 \cdot 10^3\ N}{10000\ mm^2}$

$\sigma_d = 143,5\ N/mm^2$ OK!

$N_u = A \cdot f_y / \gamma_M = \frac{10000\ mm^2 \cdot 275\ N/mm^2}{1,10} = 2500\ kN$

Coeficiente de seguridad adicional $\gamma_A = \frac{2500}{1435} = 1,74$ OK!

Soldaduras de ángulo

$N_d = 1435\ kN$

En cada cara → 717,5 kN

En cada línea de soldadura: $358,75\ kN \simeq 360\ kN = 360 \cdot 10^3\ N$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} = \frac{360 \cdot 10^3\ N}{550\ mm \cdot a} = \frac{654,5}{a} \leq \frac{275}{1,10} = 250\ N/mm^2$$

$L = 550\ mm$; $A = 550\ mm \cdot a$

a = espesor de garganta

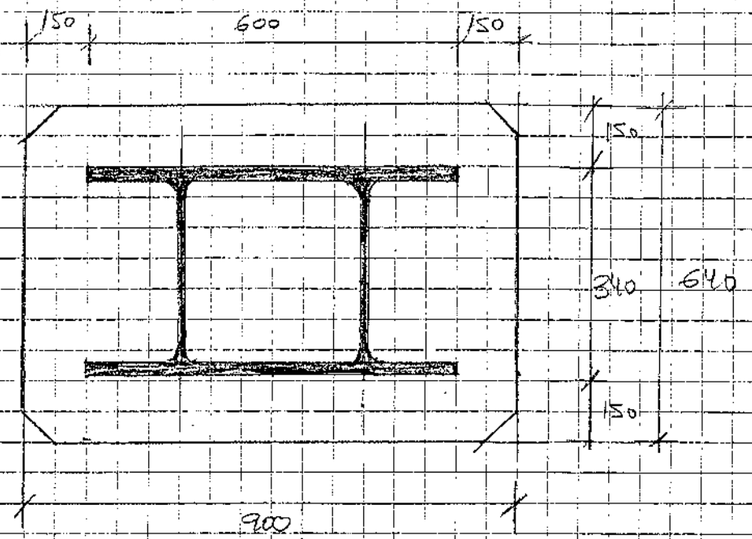
$a \geq 2,62\ mm$

Se dispone cordón en soldaduras de $a = 10\ mm$

(14)

PLACAS DE TESTA

Nd = 4725 KN



Placa de testa rígida $t < 5t$ | $t \leq 150mm$

$t = 30mm$ |

$A = 0.90 * 0.64 = 0.576 m^2$

$\sigma_d = \frac{N_d}{A} = \frac{4725\ KN}{0.576 m^2} = 8.20\ MPa$ (OK!)

Verificación placa:

$t = 150mm$

$m_d = \frac{q_d \cdot t^2}{2} = \frac{8.20\ N/mm^2 \cdot 150^2\ mm^2}{2} = 92.25\ KN.m/m$

W_{pl} 40 | 20 | 20

$W_{pl} = 2 \times 20 \times 1000 \times 10 =$

$= 400000\ mm^3/m$

$= 400\ dm^3/m$

(15)

NOTE BOOK

$m_{pl} = W_{pl} * f_d/\gamma_M = 400000\ mm^3/m \cdot \frac{275\ N/mm^2}{1.10}$

$= 100.00\ KN.m/m \geq m_d$ ← OK!

$C_{SA} = \frac{100\ KN.m/m}{92.25\ KN.m/m} = 1.084$ (OK!)

(16)

NOTE BOOK

PESO PROPIO DEL CONJUNTO

a) Puntales $L_{total} = 2 \times (11,08 + 10,80) = 43,76$ m

$A = 2 \times 171 = 342\ cm^2$

$V = 1,4966\ m^3$

b) Vigas laterales $L_{total} = 8,0 \times 2 = 16,0$ m

$A = 171\ cm^2$

$V = 0,2736\ m^3$

c) Cabezales: $(1,75 + 4 + 1,75 \times 2) \times 0,75 \times 0,020 = 0,0675\ m^3$

d) Placas de testa: $A = 0,576\ m^2$, $e = 0,04$ m $\Rightarrow V = 0,02304$

nº placas: $0,09216\ m^3$

$V_{total} = 1,910\ m^3$

Peso: $V.\delta = 1,910\ m^3 \times 78,5\ kN/m^3 = 149,9\ kN \simeq 150\ kN$ (15 Tn)

Riostras + soldaduras + ... $\simeq 10\%$

Peso = 164,92 kN ≈ 165 kN (16,5 Tn)

6 anclajes — Carga en cada anclaje

Margen izquierdo: $R_k = \frac{165\ kN}{2 \times 4} = 20,625\ kN$

Margen derecho $R_k = \frac{165\ kN}{2 \times 2} = 41,25\ kN$

Reacción en cada apoyo:

- margen izquierdo: $R_d = 1,50 \times 20,625 = 30,9375\ kN$
- margen derecho: $R_d = 1,50 \times 41,25 = 60,1875\ kN$

Asentamiento teórico

$N_d = 47,25$ kN/puntal

$N_k = 31,50$ kN/puntal $\Rightarrow F_u = \mu N = 31,50\ kN \times 0,55 = 17,325\ kN$

$\mu = 0,55$

Se coge la reacción con pernos trabajando a cortadura (a cortadura)

Se disponen 2 tornillos / placa. Acero 4.6 ϕ20 T20

Límite elástico $2400\ kg/cm^2 = 240\ N/mm^2$

$R_u = A \cdot K_2 \cdot \sigma_t$

$\sigma_t = \min \{ 0,70 \sigma_r ; \sigma_c \} = 240\ N/mm^2 = 2400\ kg/cm^2$ (0,70 σ_r = 280; σ_c = 240)

$K_2 = 0,65$

$A = 2,45\ cm^2$

con lo cual $R_u = 245\ mm^2 \cdot 0,65 \cdot 240\ N/mm^2 = 32,22\ kN$ (4.4.1)

2 T10 A4t / placa base margen izquierdo

4 T10 A4t / placa base margen derecho

Can Tunis 10-04-05

Tornapuntas TR

$A_T = 0.848\,cm^2 = 84.8\,mm^2$

$B_n = 84.8\,mm^2 \times 0.65 \times 240\,N/mm^2 = 18.22\,kN$ / perno

— Placas margen izquierdo: $R_d = 30.9375\,kN$

— $n \geq 3$ pernos — 4 disponen

— Placas margen derecho $R_d = 60.375\,kN$

— $n \geq 5$ pernos — 6 disponen

(19)

NOTE BOOK

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

SALIDAS DE EVACUACIÓN EN CRUCE DE LA TRAZA DEL FALSO TÚNEL DE CAN TUNIS CON LA CARRETERA B-17, DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO, Y CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.
PK: 706+630 Y 707+040

HUECOS DE ACCESO A LOS POZOS.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 22 de marzo de 2006

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
SALIDAS DE EVACUACIÓN.

HUECOS DE ACCESO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Para la conexión del Falso Túnel con los pozos de las salidas de evacuación es necesario realizar huecos en las pantallas de la traza.

Las dimensiones de estos huecos son.
- Anchura libre: 1.80m
- Altura libre: 3.15m

Para la excavación se considera que se hace una demolición parcial de la pantalla de 2.10x3.30m, de modo que en los sobreanchos pueda disponerse un revestimiento que permita crear una superficie de apoyo lisa para las puertas de acceso.

Las pantallas de la traza que se deben demoler de forma parcial no tienen empujes de tierras, puesto que el propio pozo de evacuación las libera de esta acción.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Se realiza un estudio por el métodos de los elemento finitos de la pantalla, tras haber sido recortada, bajo las cargas que le serán transmitidas (principalmente peso propio y cargas transmitidas por la cubierta).

El modelo empleado, las condiciones de contorno y los resultados de este estudio pueden consultarse con detalle en la nota de cálculo adjunta a esta memoria.

3. RESULTADOS Y CONCLUSIONES.

Las isostáticas deben desviarse en las proximidades del hueco, pero las tracciones que aparecen para ello son muy reducidas y, para las dimensiones del hueco que se ha considerado, no requieren de ningún refuerzo específico.

Can Tunis 28-mar-06

HUECOS PARA PUERTAS EN POZOS EVACUACIÓN CAN TUNIS

Establecen por NCF

Geometría:

Se asume el caso más desfavorable — POZO FERIA CLARA 6A

+3,80

+2,50

Estación distribución

$q_u = 83\ kN/m^2$

$L_{total} = 13,0\ m$

$T = \frac{83 \cdot 13}{2} = 539,5$

$T = 540\ kN/m$

+ peso propio pantalla

3,10 m

6,40

3,30

1,95 m

2,75 m

30,80 m

4,70

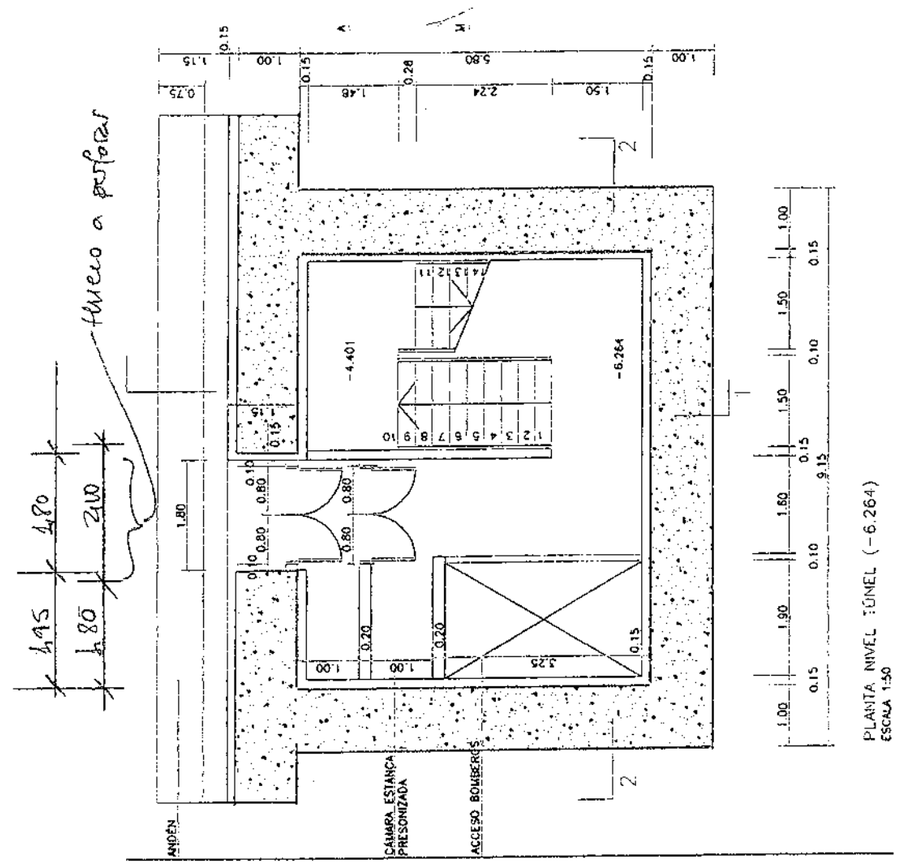
-28,00

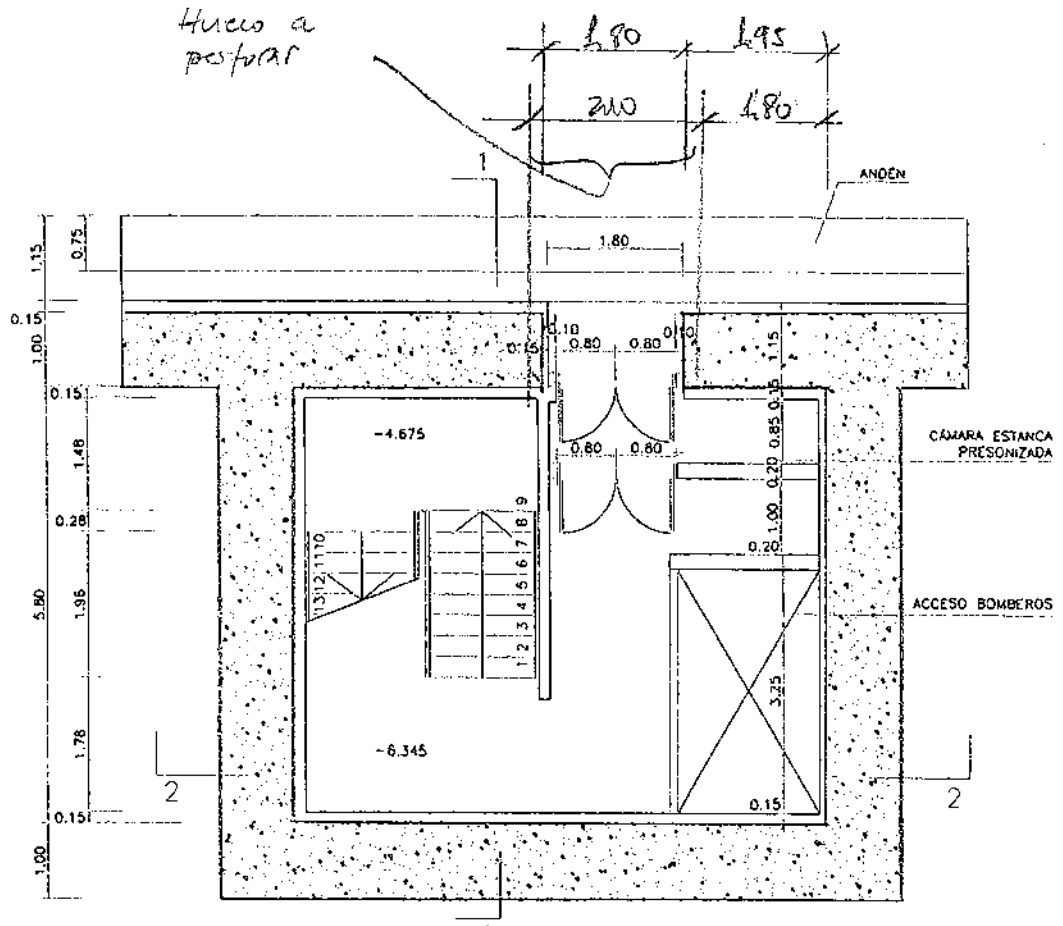
CONCLUSIONES

No es necesario tomar medidas especiales con las dimensiones previstas para el hueco — Sólo acabado superficial

NOTE SCAN

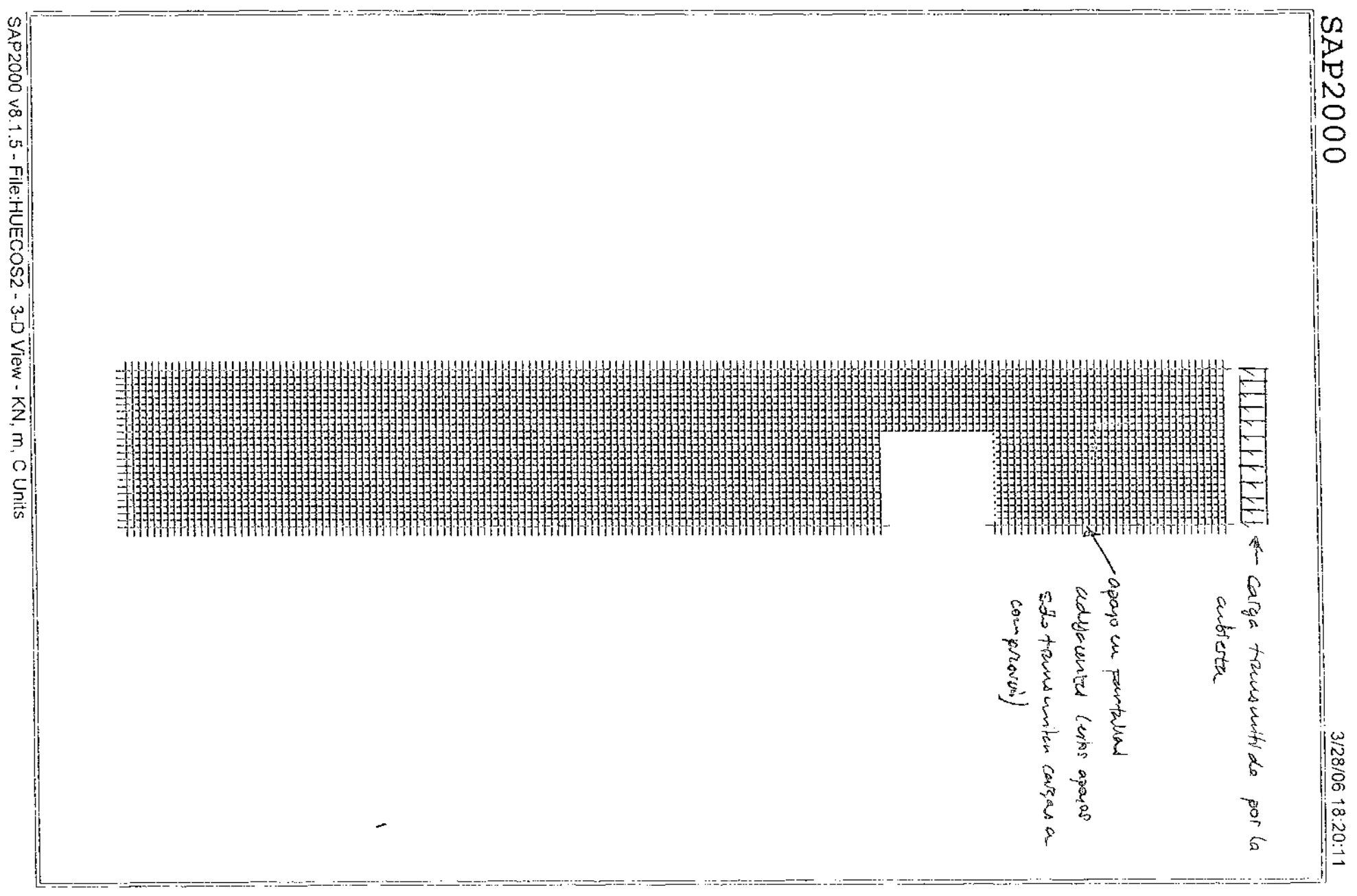
POZO 706+628,53





PLANTA NIVEL TÚNEL (-6.345)

Pozo 707+040,40



SAP2000 3/28/06 18:28:11

$\sigma_{1g} + \sigma_{0g}$

Smax = Tensión ppal mayor

← □ → (>0)

→ □ ← (<0)

En general todo comprimido

las compresiones máximas son tambien bajas!!

pequeñas tracciones locales

[MPa]

-1.53 -1.36 -1.19 -1.02 -0.85 0.34 0.51 0.68 E+3

SAP2000 v8.1.5 - File:HUECOS2 - Stress SMAX Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

SAP2000 3/28/06 18:29:08

$\sigma_{1g} + \sigma_{0g}$

Smin: Tensión ppal menor

← □ → (>0)

→ □ ← (<0)

pequeñas tracciones locales

[MPa]

-5.20 -4.80 -4.40 -4.00 -3.60 -0.80 -0.40 0.00 E+3

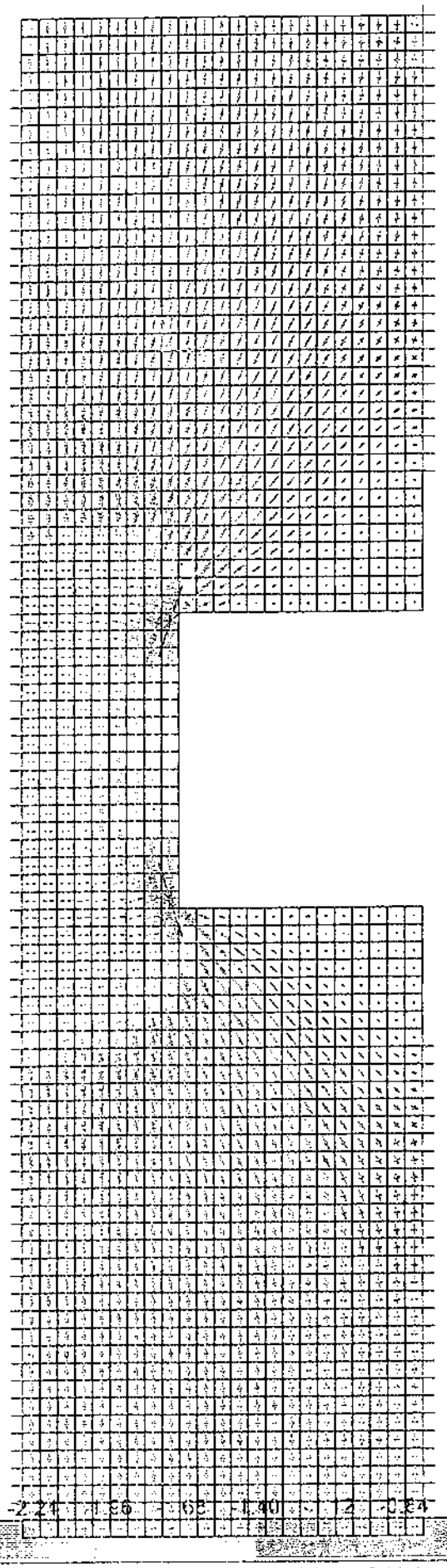
SAP2000 v8.1.5 - File:HUECOS2 - Stress SMIN Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

$1.00 g_L + 1.00 q$

Tensions principales

(>0) →□←

(<0) ←□→



-3.64 -3.36 -3.08 -2.80 -2.52 -2.24 -1.96 -1.68 -1.40 -1.12 -0.84 -0.56 -0.28 0.00 E+3

AP2000 v8.1.5 - File:HUECOS2 - Stress SMAX Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

Cálculos Chimeneas

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

CHIMENEAS DE VENTILACIÓN.
PK: 706+740; 707+162.20 y 707+392.50

Bridge Technologies

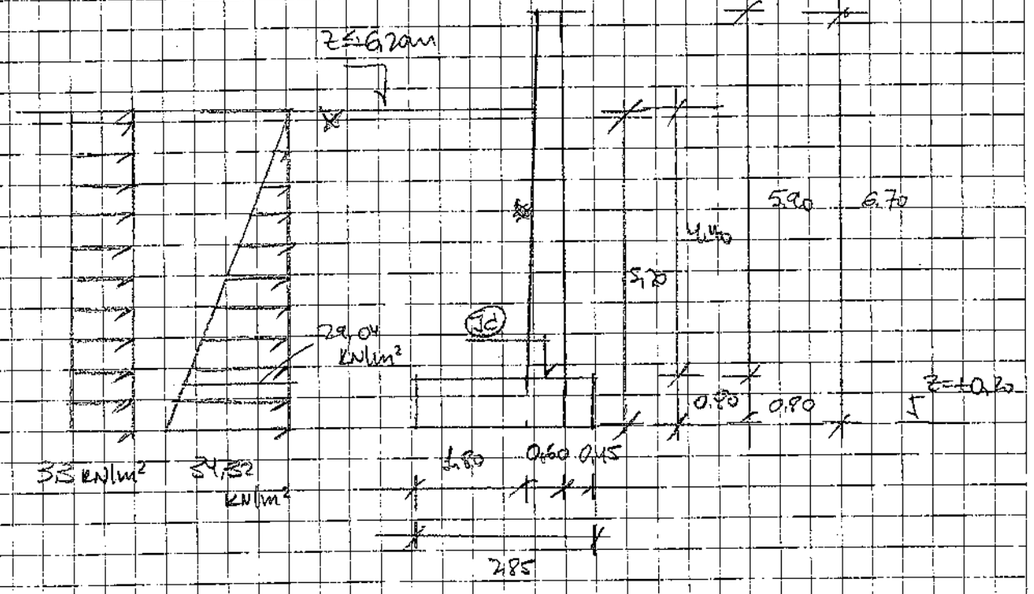
REF: BT0307

Barcelona 23 de marzo de 2006

CHIMENEA 1

7.06 + 7.40

Chimenea 1



a) $R_{tr} = \frac{1}{2}\ 34,32 * 5,20 = 89,23 KN/m$

$e_R = 1,733m$

b) $R_{Sc} = 5,30\ \ 5,20 = 17,16 KN/m$

$e_{eR_{Sc}} = \frac{1}{2}\ 5,20 = 2,60m$

$M_t = 89,23 * 1,733 + 17,16 * 2,60 = 154,64 + 44,62 = 199,25 = 200 KN.m$

M^{20} — vuelco

M^{40} → Estabilizador

Cargas verticales

* Peso propio

Zapata: $2,85 \cdot 0,80 \cdot 25 KN/m^3 = 57 KN/m$

$e = 0$

Alzado: $V = \frac{1}{2}(0,40 + 0,60) \cdot 5,90 = 2,95 m^3/m$

$q_L = 73,75 KN/m$

$e = 0,675m$

$M = 73,75 * 0,675 = 49,78 KN.m/m$ / $q_L = 130,75 KN/m$

* Tierras

$\gamma = 4,40m$ $\gamma = 20 KN/m^3$

$b = 1,80m \rightarrow q_L = 7,92 m^3/m * 20 KN/m^3 = 158,4 KN/m$

$e = -0,525m$

$M_t = -0,525m \cdot 158,4 KN/m = -83,16 KN.m/m$

* Sc en trasdós

$q = 10 KN/m^2$

$b = 1,80m \rightarrow q_{Sc} = 18,0 KN/m$

$e = -0,525m$

$M_{Sc} = -9,45 KN.m/m$

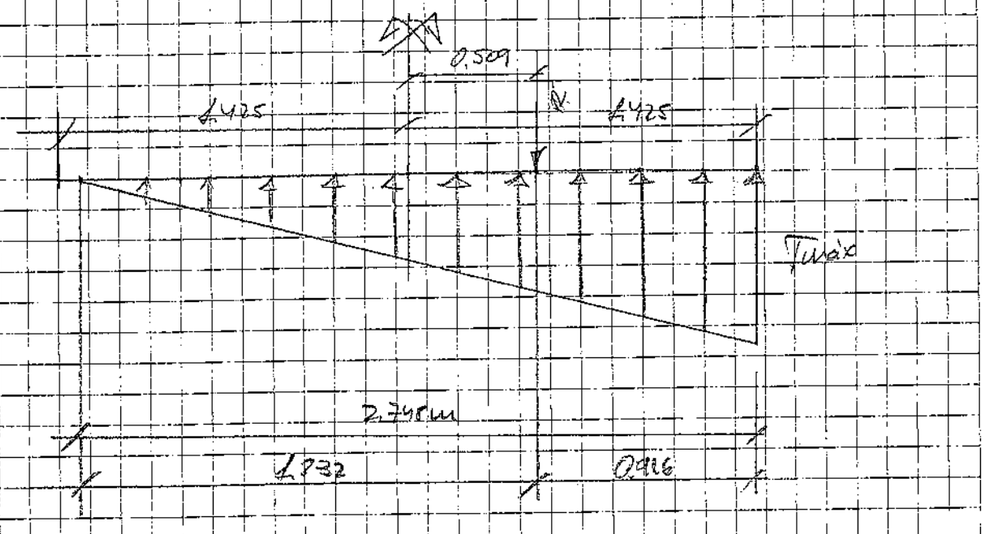
if con sc en el tendal

$q_t = 130,75 + 158,40 + 18 = 307,15$ kN/m

$M_{ut} = 129,75 + 49,78 + (-83,16) + (-9,45) = 156,42$ kNm/m (Mcabo)

$e = \frac{156,42 \text{ kNm/m}}{307,15 \text{ kN/m}} = 0,509\text{m}$ ($> \frac{h}{6} = 0,475$) ⊥ (Kern, excentramiento)

Distribución de tensiones sobre el terreno



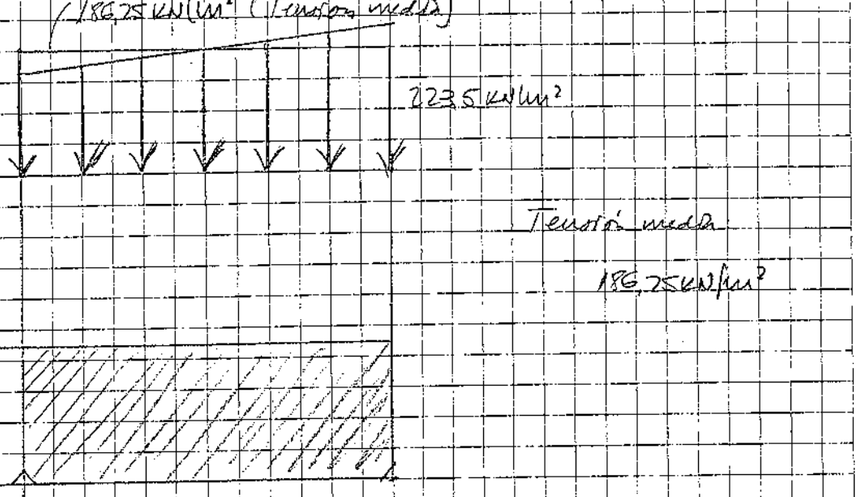
$R = \frac{1}{2} \cdot 2,748 \cdot \sigma_{máx} \rightarrow \sigma_{máx} = \frac{2R}{2,748} = \frac{2 \cdot 307,15 \text{ kN/m}}{2,748\text{m}}$

$\sigma_{máx} = 223,5$ kN/m²

Tensión media: $\frac{307,15 \text{ kN/m}}{2,75\text{m}} = 107,8$ kN/m

↕ ok

Distribución de tensiones en la pala extrema



$q = 186,25 \text{ kN/m}^2 \times 1,20\text{m} = 223,5$ kN/m

Momento máximo

$M_d = \frac{1,50 \cdot 223,50 \text{ kN/m} \cdot 1,20^2}{8} = 603,9$ kN.m (en 1,20m de ancho)

Momento último en la sección

$\phi = 36°15'$ $A_s = 176,71 \text{ cm}^2$ $r = 0,0675 = 0,07\text{m} \leq$ recubrimiento mecánico

$M_u = 5409,4$ kN.m

$\gamma_A = \frac{5409,4}{603,9} 1,50 = 1,345 < 1,50$

- $M_U = 5400\ kN\cdot m$

$q_{d,max} = 300\ kN/m$

$q_{k,max} = 200\ kN/m^2 \rightarrow \sigma_{k,max} = 167.0\ kN/m^2$

↑ Tensión unidad uniforme

Sobre la cimentación (en la zona de la presión extrema)

$\sigma_{max,punta} = 200\ kN/m^2$

Tomando tiras de 2.30m

Cargas verticales

* Peso propio

Zapata: $3.35 \times 0.80 \times 25 = 67\ kN/m$

$e = 0.0$

Muro: $V = 2.95 m^3/m$

$g_k = 73.75\ kN/m \quad e = 0.925m$

$g_k = 140.75\ kN/m$

$Mg_k = 68.219\ kN\cdot m/m$ ← Vuelco

* Tierras

$h = 4.40m; \quad \gamma = 20.0\ kN/m^3$

$b = 2.30m \rightarrow g_k = 10.12 m^2/m \times 20 kN/m^3 = 202.4\ kN/m$

$e = -0.525m$

$M_k = -0.525m \times 202.4 kN/m = -106.26\ kN\cdot m/m$

* Sc en trasdós

$q = 10\ kN/m^2$

$b = 2.30m \rightarrow q_{sc} = 23.0\ kN/m$

$e = -0.525m$

$M_{sc} = -12.075\ kN\cdot m/m$

y con Sc en el trasdós:

$q_t = 140.75 + 202.4 + 23 = 366.15\ kN/m$

$M_t = 7.00 + 68.219 + (-106.26) + (-12.075) = 149.9\ kN\cdot m/m$

$e = \frac{149.9\ kN\cdot m}{366.15} = 0.409m$

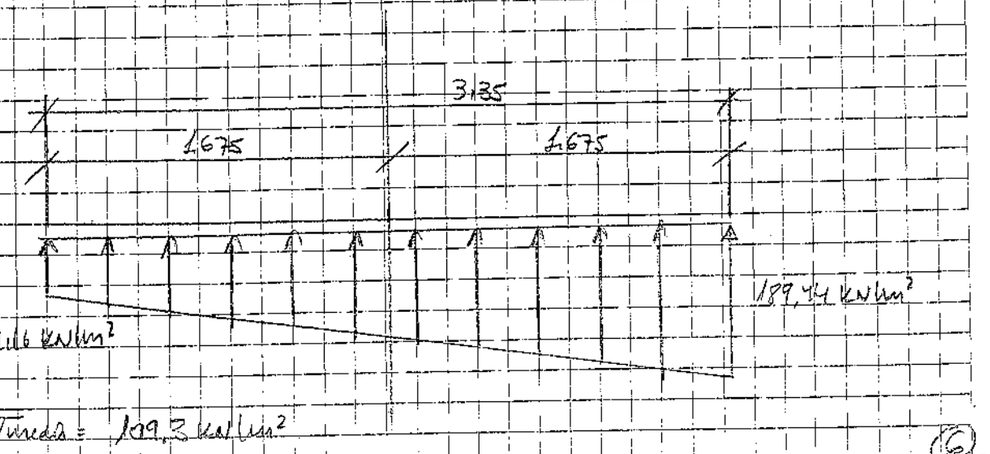
Núcleo central $\frac{b}{6} = 0.558 > e \rightarrow$ Todo comprimido

Distribución de tensiones sobre el terreno

$\sigma_{max,min} = \frac{366.15 kN/m}{3.35m} \pm \frac{149.9\ kN\cdot m/m}{\frac{1}{6} 1.0 \cdot 3.35^2}$

$= 109.3 \pm 80.14 \rightarrow 189.44\ kN/m^2 = \sigma_{max}$

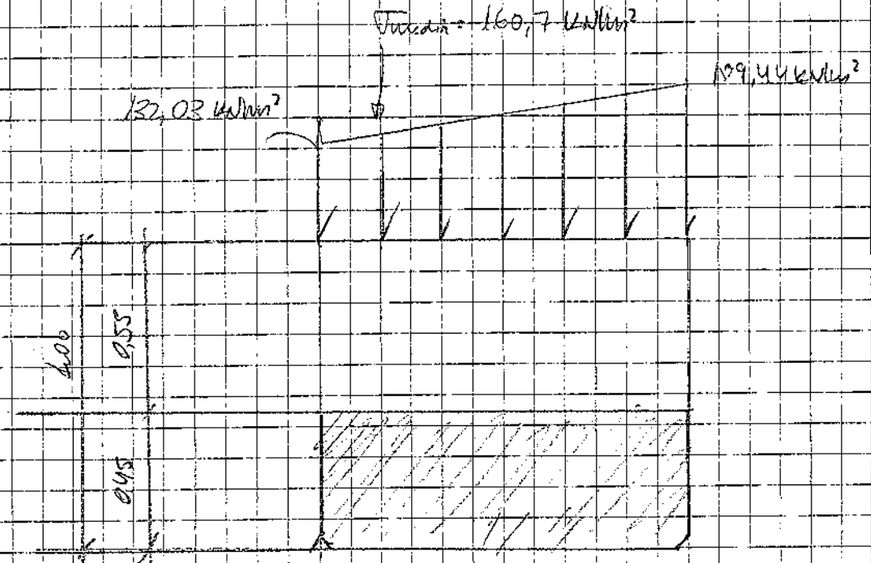
$29.16\ kN/m^2 = \sigma_{min}$



$\sigma_{medio} = 109.3\ kN/m^2$

NOTE BOOK

Distribución de tensiones en la pared exterior



$q = 1,2 \cdot 1,2 \cdot 160,7 \text{ kN/m}^2 = 192,9 \text{ kN/m}$

Momento máximo:

$$Md = \frac{1,50 \cdot 192,9 \text{ kN/m} \cdot 1,20^2}{8} = 52,0375 \text{ kN·m}$$

$Md = 52,0375 \text{ kN·m} < Mult = 540,9 \text{ kN·m}$ OK

Cortante (tomando el cortante a 1 canto útil del eje exterior apoyo, del lado seguro)

$$Vd = \frac{1,50 \cdot 192,9 \text{ kN/m} \cdot 1,20 \text{ m}}{2} = 173,61 \text{ kN} \quad (\text{cada } 1,20 \text{ m})$$

Cortante último: $Td = 53,68 \text{ cm}^2/\text{m}$ (*) $d = 0,92 \text{ m}$

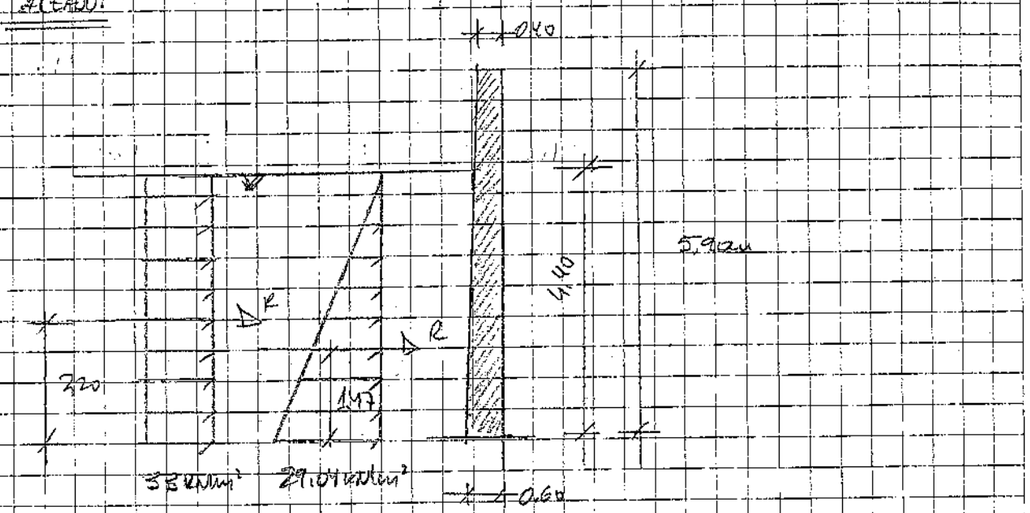
$As = 82,362 \text{ cm}^2$ ← Como armado 1Ø25 ch cada 5 anclados

Cortante último: $Vu = 765,10 \text{ kN/m}$

(*) Viene limitado por criterios de rasante por lo que Ad es tan alta (ver Nota de Cálculo del (A))

DIMENSIONAMIENTO

ALZADO:



$R = 14,52 \text{ kN/m}$ $R = 63,9 \text{ kN/m}$

* Flexión

$Mt = 63,9 \cdot 1,47 \text{ m} + 14,52 \text{ kN/m} \cdot 2,20 \text{ m} = 125,9 \text{ kN·m}$

$Md = 1,50 \cdot 125,9 = 188,82 \text{ kN·m} \approx 190 \text{ kN·m}$

Dimensionamiento con programa PILAS:

$As = 8,58 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$As = 0,04 \cdot 0,60 \cdot \frac{25}{434,78} \cdot 1,50 = 9,2 \text{ cm}^2/\text{m}$

Queda anterior con Ø16 c/20 → 10,055 cm^2/m OK

* Cortante

$Vt = 14,52 + 63,9 = 78,42 \text{ kN/m}$

$Vd = 1,50 \cdot 78,42 = 117,63 \text{ kN/m}$

$As = 10,055 \text{ cm}^2/\text{m}$

$Ad = 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← no hacen falta armaduras de cortante

Cortante último en armadura de cortante

$V_{ult} = 165,5 \text{ kN/m} > V_{d,máx}$ OK!

ZAPATA

Zapata trasera

$\sigma_{min} = 29,16 \text{ kN/m}^2$ despreciable

$\sigma = 88,0 + 10,0 = 98,0 \text{ kN/m}^2$

Tensión media q

Resultante: $q = 68,84 \text{ kN/m}^2$

$\simeq 70 \text{ kN/m}^2$

$q_d = 105 \text{ kN/m}^2$

Flexión $M_d = 105 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{2,30^2}{2} = 277,73 \text{ kN·m/m}$

Dimensionamiento con programa BASIC

$h = 0,80 m$ $r = 0,05 m$

$A_s \geq 9,10 \text{ cm}^2/m$

$A_{s,min} = 0,04 \cdot 0,80 \cdot \frac{25/1,50}{434,8} = 12,3 \text{ cm}^2/m$ (15,7 cm²/m)

↳ Si cubre con Φ20 c/20

Cortantes: $V_d = 105 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,30 m = 241,5 \text{ kN/m}$

$h = 0,80 m$ $r = 0,05 m$ $A_{sd} \geq 2,13 \text{ cm}^2/m$

$A_s = 15,7 \text{ cm}^2/m$

Tomando el cortante a 1 canto útil y la distribución real de tensiones bajo el terreno equivale aproximadamente a:

$AX = 0,0 \text{ cm}^2/m$

Tomando cortante a 1 canto útil

$V_d = 105 \text{ kN/m}^2 (2,30 m - 0,75) = 162,75 \text{ kN/m}$

Cortante último sin armadura de cortante

$V_u = 232,94 \text{ kN/m} > V_d$ ← OK!

Puntera

$\tau_{máx} = 190 \text{ kN/m}^2$

$d = 0,45 m$

$M_d = \frac{1,50 \cdot 190 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,45 m)^2}{2} = 28,5 \text{ kN·m/m}$

↳ Muy bajo hay que disponer la cuantía mínima Φ20 c/20

CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS

Cuantía mínima zapata (acero B500)

$\rho \geq 1,8‰$

$A_s \geq 0,80 \frac{18}{1000} = 14,4 \text{ cm}^2/m$

Se disponen 7,2 cm²/m en cada cara → Φ16 c/20

(10,05 cm²/m)

Cuantía mínima cuantía

$\rho \geq 3,2‰ / 2 = 1,60‰$

$d = 0,60 m^2/m$

$A_s \geq 0,60 m^2/m \cdot \frac{1,60}{1000} = 9,60 \text{ cm}^2/m$ → 4,80 cm²/m en cada cara

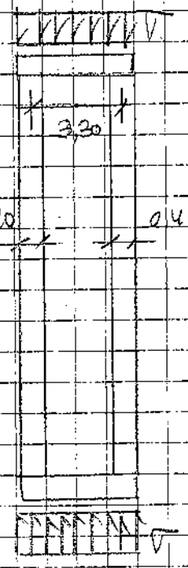
↳ Si cubre con Φ12 c/20

5,65 cm²/m

MUROS LATERALES (MUROS LONGITUDINALES)

→ Q plankam cimas flexando entre los muros transversales

Planta



Flexión

$T_{máx} = 37,62\ kN/m^2$; $T_d = 1,50 \cdot 37,62\ kN/m^2 = 56,43\ kN/m^2$

$L_c = 3,30$

$M_{sd} = \frac{T_d \cdot l^2}{8} = \frac{56,43\ kN/m^2 \cdot 3,3^2 m^2}{8} = 76,81\ kN \cdot m/m$

Dimensionamiento con programa BASE

$h = 0,40 m$
$r = 0,07 m$
$b = 1,00 m$
$A_s = 5,59\ cm^2/m$

Cuantía mínima BAEL por ejemplo falla frágil tras la fisuración

$A_{s,mín} = 0,04 \cdot 0,4 \cdot \frac{25}{435,7} = 0,133\ cm^2/m$ < la cuantía con Ø16 c/20

($10,055\ cm^2/m$)

Cortante

$V_d = \frac{56,43\ kN/m^2 \cdot 3,30 m}{2} = 93,11\ kN/m$

Dimensionamiento a cortante con programa BASE

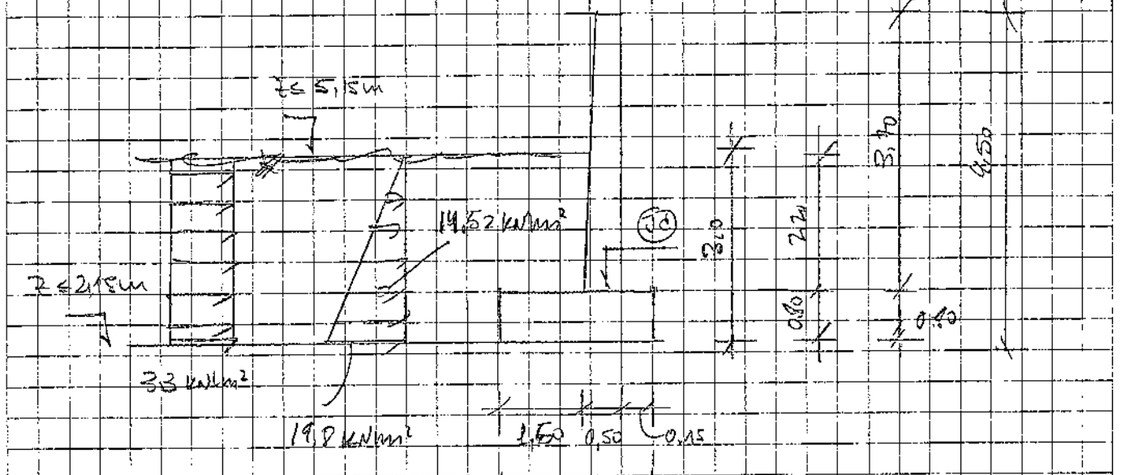
$f_{cd} = 25,0 N/mm^2$
$b = 1,0 m$
$h = 0,40 m$; $r = 0,07$
$A_s = 10,055\ cm^2/m$

$A_{sd} = 0,00\ cm^2/m$ ← Cortante último en cualquier sección de cortante

$V_u = 130,1\ kN/m$

CHIMENEA 2 — 707+162.2

Geometría



a) $R_{Qc} = \frac{1}{2} 19,80 \times 3,0 = 29,7$ kN/m

$e_Q = 1,00$m — $m_Q = 29,7$ kN.m/m

b) $R_{Sc} = 3,30 \cdot 3,0 = 9,90$ kN/m

$e_R = 1,50$m — $m_R = 14,85$ kN.m/m

1

Cargas verticales

* Peso propio

- Zapata: $2,55 \times 0,80 \times 25 = 51$ kN/m

$e = 0$

- Alzado: $V = \frac{1}{2}(0,60 + 0,40) \cdot 3,70 = 1,85$ m³/m

$g_1 = 46,25$ kN/m

$e = 0,525$m — $m = 24,30$ kN.m/m

$g_{1,total} = 97,75$ kN/m

$m_{g1} = 24,30$ kN.m/m

* Tierras

$h = 2,20$m — $\gamma = 20$ kN/m³

$b = 4,50$m — $q_t = 3,3$ m²/m $\times$ 20 kN/m³ $= 66,0$ kN/m

$e = -0,525$m

$m_{gt} = -34,65$ kN.m/m

* Sc en trasdós

$q = 10$ kN/m²

$b = 1,50$m — $g_{Sc} = 15,0$ kN/m

$e = -0,525$m

$m_{Sc} = -7,875$ kN.m/m

2

Tensiones en la cimentación

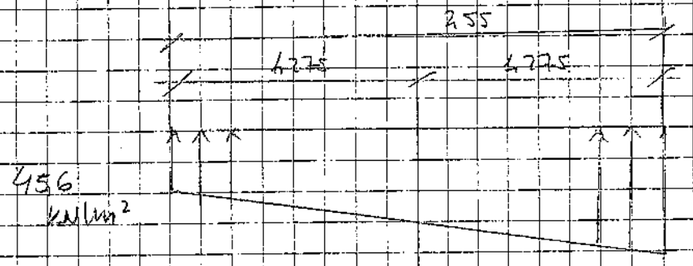
$q_t = 97,25 + 66 + 15 = 178,25$ kN/m

$M_t = 29,7 + 14,85 + 34,80 - 34,65 - 7,875 = 26,325$ kN·m/m

$e = \frac{26,325}{178,25} = 0,15 m < \frac{h}{6} = \frac{2,55}{6} = 0,425$ m

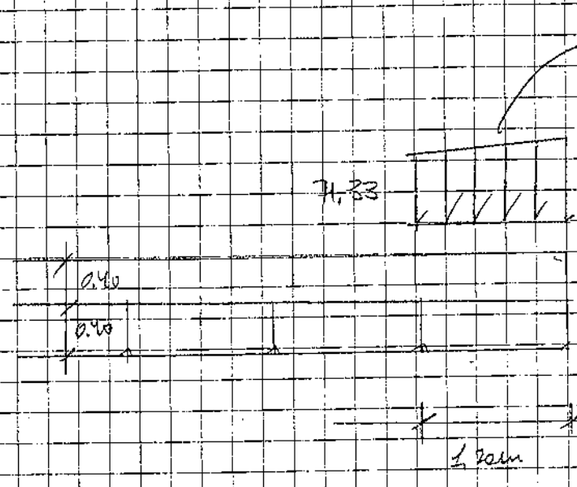
1 Todo comprimido

Distribución de tensiones en el cuadrado



$\sigma = \frac{178,25}{2,55} \pm \frac{26,325}{\frac{1}{6} 2,55^2} = 69,90 \pm 24,30$ → 94,2 kN/m² / 45,6 kN/m²

Distribución de tensiones en la pantalla exterior



$q = 1,20 \times 82,76$ kN/m² $= 99,32$ kN/m

$M_d = \frac{1,50 \cdot 99,32 \cdot 1,20^2}{8} = 26,81,6$ kN·m / pantalla

Momento último de la sección

$A_s = 24 \varnothing 25 = 137,45$ cm² $r = 0,07$ m ← recubrimiento mecánico

$M_u = 3312,14$ kN·m/pantalla ← OK

$V_d = \frac{1,50 \cdot 99,32 \cdot 1,20}{2} = 894$ kN (cada 1,20 m)

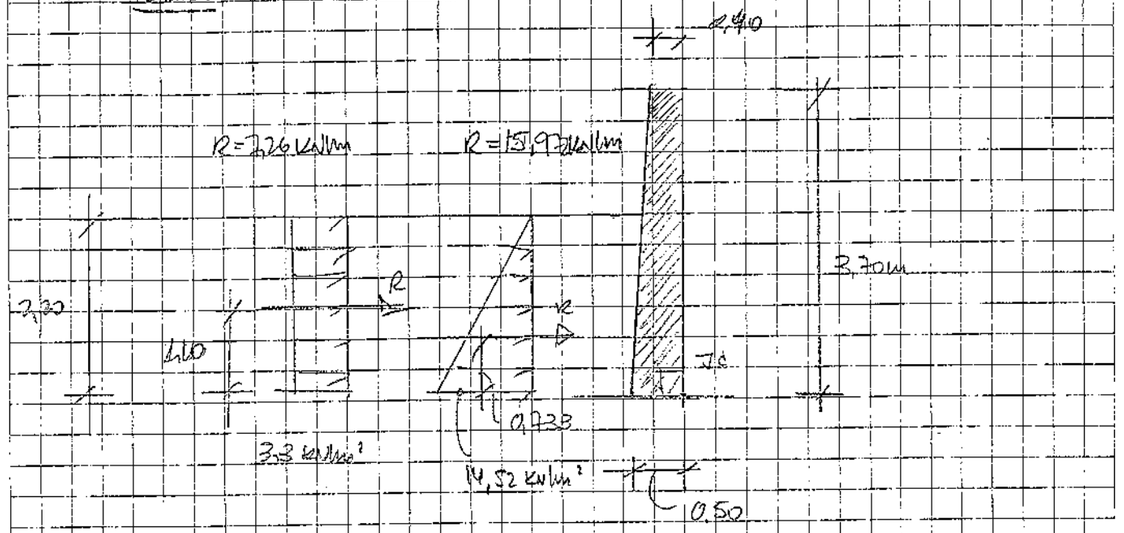
Cortante último $A_d =$ 4 ramas $\varnothing 12$ a 0,15

$A_d = 30,16$ cm²/m ($A_s = 68,73$ cm²) ← como último

$V_u = 1175$ kN

DIMENSIONAMIENTO

ALZADO



* Flexión

$M_{mt} = 15,97 \times 0,733 + 2,26 \times 1,10 = 13,69$ kN m/m

$M_d = 1,50 \cdot 13,69$ kN·m/m $= 20,54$ kN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s \geq 1,62$ cm²/m

Cuantía mínima para evitar fallo frágil (fácil de fabricar)

$A_s \geq 0,04 \cdot 050 \cdot \frac{25/1,50}{4200} = 7,67$ cm²/m

Queda cubierta con $\phi 16$ a 0,20

* cortante

$V_t = 15,97 + 7,26 = 23,23$ kN/m

$V_d = 34,85$ kN/m

$A_s = 10,25$ cm²/m

$M_u = 14,9$ kNm/m ← cortante último sin aprovechar el cortante

$A_d \geq 00$ cm²/m² ← no hace falta aprovechar el cortante

ZAPATA

Zarpa trasera

$\sigma_{min} = 45,6$ kN/m² ascendente

$q = 66 + 10 = 76$ kN/m² ascendente

Resultante: 30,40 kN/m²

$P_d = 45,6$ kN·m/m

Flexión $M_{nd} = 45,60$ kN/m² $\cdot \frac{1,50^2}{2} = 51,3$ kN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

$h = 0,80$m; $r = 0,07$m

$A_s \geq 1,74$ cm²/m

Cuantía mínima para evitar fallo frágil (fácil de fabricar)

$A_s \geq 0,04 \cdot 080 \cdot \frac{25/1,50}{4200} = 12,27$ cm²/m

Se cubre con $\phi 20$ a 0,20 (15,71 cm²/m)

cortante $V_{nd} = 45,60$ kN/m² $\times 1,50$ m $= 68,40$ kN/m

$h = 0,80$m $r = 0,07$m

$A_s = 15,71$ cm²/m

$A_d \geq 00$ cm²/m ó

Cuantías geométricas mínimas

- Zapata (como losa) $\rho \geq 1,8‰$

$A_s \geq 0,80 \frac{18}{1000} = 14,40$ cm²/m $= 7,2$ cm²/m en cada cara

$\phi 16$ a 0,20

- Alzado $\rho \geq 3,2‰ / 2 = 1,6‰$

$A_s = 0,60$ cm²/m

$A_s \geq 0,60$ m²/m $\frac{1,60}{1000} = 9,60$ cm²/m → 4,8 cm²/m en cada cara

$\phi 12$ a 0,20

Puntera:

$\tau_{max} = 94.2\ kN/m^2 \approx 95\ kN/m^2$

$Md = 95\ kN/m^2 * 1.50 \cdot \frac{0.45^2}{2} = 14.42\ kN.m/m$

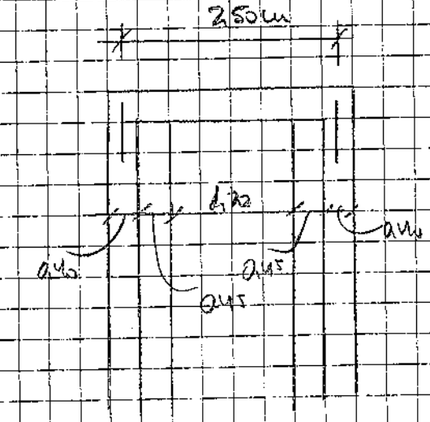
↓

Cuantía mínima

MUROS CANTIENTE (MUROS LONGITUDINALES)

Se plantean muros flotando entre los dos ejes transversales

Planta



Flexión

$\tau_{max,d} = 1.50(19.8 + 3.3) = 34.65\ kN/m^2$

$M_d = \frac{34.65\ kN/m^2 \cdot (2.50\ m)^2}{8} = 27.02\ kN.m/m$

Dimensionamiento con programa BASIC

$h = 0.40\ m$

$r = 0.07\ m$ (recubrimiento mecánico) } $A_s = 6.97\ cm^2/m$

$b = 1.00\ m$

Cuantía mínima ETE por metro lineal para la flexión $A_{s,min} = 1.00 \cdot 0.40 \cdot \frac{25/1.5}{434.78} = 6.13\ cm^2/m$

→ cubre con Φ16 a 0.20

Cortante $V_d = \frac{34.65\ kN/m^2 \cdot 2.50^2}{2} = 108.3\ kN/m$

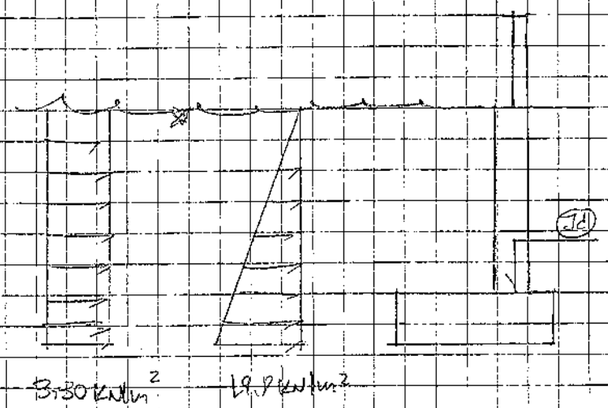
$A_s = 10.055\ cm^2/m$

$b = 1.00\ m$

$h = 0.40\ m$; $r = 0.07\ m$ } $A_s = 0.00\ cm^2/m^2$ → no hace falta armadura de cortante

CHIMENEA 3 — 707+892,50

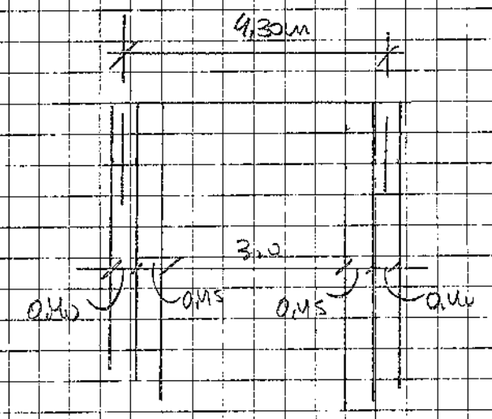
Geometría



Se hace una idem dimensión ?

MUROS LATERALES (Muros Longitudinales)

Se plantean muros flectando entre los muros transversales



Flexión

$q_{max,d} = 1,50 \cdot (19,8 + 3,3) = 34,65 \text{ KN/m}^2$

$M_d = \frac{34,65 \text{ KN/m}^2 \cdot (4,3)^2}{8} = 80,08 \text{ KN.m/m}$

Dimensionamiento con pesimas BAP15

$h = 0,40 \text{ m}$ $r = 0,07 \text{ m}$ $d = 0,33 \text{ m}$

$b = 1,00 \text{ m}$ $\Big\}$ $A_s = 5,89 \text{ cm}^2/\text{m}$

Hay que disponer la cuantía mínima ESTE

$A_s = 6,13 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← 1 cada con $\phi 16$ c/0,20 (10,055 cm²/m)

Cortante $V_d = \frac{34,65 \text{ KN/m}^2 \cdot 4,3 \text{ m}}{2} = 74,5 \text{ KN/m}$

Cortante último sin armadura de cortante

$V_u = 130 \text{ KN/m}$ (> V_d) ← No hace falta armadura de cortante

Can Tunis 22-mai-06

SEGURIDAD AL VUELCO Y AL DESLIZAMIENTO EN MUROS

a) Seguridad al deslizamiento

CHIMENEA 1

Acciones: E_H = 89,23 kN/m, E_{Hc} = 17,16 kN/m (Horizontales)

R_{gL} = 130,75 kN/m, R_{trans} = 158,4 kN/m, R_{gc} = 18,0 kN/m (Verticales)

Coeficiente de rozamiento entre hormigones μ=0,60

(Cimentación: H.M.P.)

E_{total} = 89,23 + 17,16 = 106,39 kN/m

R_N = 130,75 + 158,4 + 18 = 307,15 kN/m

$F_H = \mu \cdot R_N$ = 0,60 · 307,15 = 184,29 kN/m

Coeficiente de seguridad al deslizamiento

$F_S = \frac{184,29}{106,39} = 1,73 \geq 1,50$ OK

NOTE BOOK

Can Tunis 22-mai-06

CHIMENEA 2 y 3

Acciones: E_H = 29,7 kN/m, E_{Hc} = 9,90 kN/m (Horizontales)

R_{gL} = 51 kN/m, R_{trans} = 66,0 kN/m, R_{gc} = 15,3 kN/m (Verticales)

E_{total} = 29,70 + 9,90 = 39,60 kN/m

R_N = 51 + 66 + 15 = 132,0 kN/m

$F_H = \mu \cdot R_N$ = 0,60 · 132,0 = 79,2 kN/m

Coeficiente de seguridad al deslizamiento:

$F_S = \frac{79,2 \text{ kN/m}}{39,6 \text{ kN/m}} = 2,0$ OK

NOTE BOOK

b) Seguridad al vuelco

CHIMENEA 1

Acciones: E_t = 154,64 KN·m/m

E_s = 44,62 KN·m/m

Σ = 200 KN·m/m

Considerando el peso de tierras

M_1 = 2024 KN/m · 2,20 m = 445,3 KN·m/m

Sólo con el peso de tierras $F_{SV} \geq 2,0$ OK!

CHIMENEAS 2 y 3

Acciones: E_t = 29,7 KN·m/m

E_s = 14,85 KN·m/m

Σ = 44,55 KN·m/m

Considerando sólo el peso de tierras

M_1 = 66,0 * 1,80 m = 118,8 KN·m/m

Sólo con el peso de tierras ya es bien $F_{SV} \geq 2,0$ OK!

NOTE BOOK

Cálculos Cobertura

INFORME
CÀLCUL DE DOS PÒRTICS ARTICULATS EN ELS EXTREMS

linial
ENGINYERS, SL

PETICIONARI: CAN TUNIS, UTE

DOMICILI A EFECTES DE NOTIFICACIONS:

LINIAL ENGINYERS, S.L.
c/ Lluís Companys, 38 Altell 4
25003 – LLEIDA
Tel: 973.28.95.79
Fax: 973.26.22.51

TÈCNIC:

Albert Torrelles Casol
Enginyer Industrial
Col·legiat N° 13.279

DATA: gener de 2007

ÍNDEX

1.- DESCRIPCIÓ DE LA CONSTRUCCIÓ

2.- CÀRREGUES CONSIDERADES

2.1.- CÀRREGUES GRAVITATÒRIES I SOBRE-CÀRREGUES

2.2.- ACCIONS EÒLIQUES

2.3.- ACCIONS SÍSMIQUES

3.- RESISTÈNCIES DELS MATERIALS

3.1.- MÈTODE DE CÀLCUL GENERAL

3.2.- VALORS DE CÀLCUL I COEFICIENTS DE PONDERACIÓ:

4.- RESISTÈNCIA DELS MATERIALS:

4.1.- ACERS ESTRUCTURALS

4.2.- NORMATIVA D'OBLIGAT COMPLIMENT

5.- RESULTATS OBTINGUTS

1.- DESCRIPCIÓ DE LA CONSTRUCCIÓ

Es tracta de pòrtics articulats en els extrems, amb perfils metàl lics d'acer, que recolzen en un mur de formigó armat. La llum dels pòrtics es de 12m i 19m, modulats a 6m.

La coberta es a base de corretges i xapa simple.

2.- CÀRREGUES CONSIDERADES

2.1.- CÀRREGUES GRAVITATÒRIES I SOBRE-CÀRREGUES

Segons la Norma NBE-AE -88 en el seu apartat 2 considerem càrregues permanents i sobrecàrregues d'ús.

Per al càlcul del pòrtic s'han considerat les següents càrregues:

Pes propi pòrtic, corretges i xapa	25 kg/m^2
Sobrecàrrega de neu	50 kg/m^2

2.2.- ACCIONS EÒLIQUES

ZONA EOLICA: X

SITUACIO: NORMAL

ALÇADA DE L'EDIFICI: <10 m

Segons la Norma NBE-AE 88 la càrrega total de vent sobre elements verticals es de 50 Kg/m2 repartits de la següent manera:

Pressió: p=50*0.8 Kg/m

Succió: s=50*0.4 Kg/m2

2.3.- ACCIONS SÍSMIQUES

Es segueix la Norma Sismorresistent NCSE-94. Per l'aplicació de la Norma en cada cas particular s'ha de tenir en compte la ubicació, la destinació i les característiques de la construcció. En el seu article 1.2.2 clasifica com edificis " De especial Importancia " aquells que la seva destrucció per terratrèmol, pugui interrompre un servei imprescindible, no podent considerar la nau dintre d'aquest grup. En l'article 1.2.3 a "Criterios de aplicación de la Norma", indica que no és obligatòria la seva aplicació en els edificis en que la seva acceleració sísmica de càlcul Ac sigui inferior a 0.04 g , essent g el valor de la gravetat.

Segons l'article 2.2 el valor de càlcul Ac es coneix a partir de l'expressió:

Ac = p x Ab

El valor p, coeficient adimensional funció del període de vida en anys t, essent t>=100 anys per a construccions d'especial importància aquest coeficient val en el nostre cas 1.30. Quant al valor Ab, segons la taula de l'annex 1 pag 40, per la població de Lleida, val 0.040. En els nostre cas 1.3 x 0.04 =.052 < 0.06, i per tant segons es dedueix del punt 1.2.3 no és d'aplicació obligatòria la norma NCSE/94.

3.- RESISTÈNCIES DELS MATERIALS

3.1.- MÈTODE DE CÀLCUL GENERAL

La comprovació de l'estabilitat estàtica i elàstica, el càlcul de tensions i deformacions, així com la determinació dels esforços en les seccions es faran segons el mètode general de la teoría elàstica, que accepta com a vàlida les relacions de Navier i la hipótesi de les secciones rectes de Bernouilli.

S'admet que l'estructura és acceptable quan sotmesa a les accions majorades per els coeficients de ponderació que fixa la Norma EA-95, com aquella combinació més desfavorable, es comprova que l'estructura en el seu conjunt i en cada element per separat és estàticament estable i que les tensiones a les que es troba sotmesa no sobrepassen el límit elàstic.

3.2.- VALORS DE CÀLCUL I COEFICIENTS DE PONDERACIÓ:

Combinacions d'accions i principis de càlcul:

Tota combinació d'accions contempla les següents accions:

G - Accions permanents.

Q - Accions variables : bàsicament sobrecàrregues d'us, vent, instal lacions.

Qa - Accions accidentals, sisme, xocs, etc.

Valors de càlcul:

Cas I: Accions constants i combinacions de dos ACCIONS VARIABLES.

ACCIONS PERMANENTES	**G**	Coeficient 1.33
SOBRECARREGA D'US	$\mathbf{Q_1}$	Coeficient 1.50
VENT	$\mathbf{Q_2}$	Coeficient 1.50
Instal lacions	$\mathbf{Q_3}$	Coeficient 1.50

Per tant la càrrega ponderada de càlcul amb els coeficients de majoració adoptats valdrà:

$$\mathbf{q = 1{,}3\ G + 1{,}5\ (Q_1 + Q_2)}$$

La tensió màxima admissible segons el tipus d'acer valdrà:

ST-275 > $\delta adm_{II} = 2750\ Kg/cm^2$

CAS II: Accions constants i combinacions de 3 accions variables independents.

ACCIONS PERMANENTS	**G**	coeficient	1,33
SOBRECÀRREGA D'US	**Q1**	"	1,33
VENT	**Q2**	"	1,33
instal lacions	**Q3**	"	1,33

q = 1,33 G + 1,33 (Q1 + Q2 + Q3)

En el cas de que intervingui l'acció sísmica en zones de grau VII o inferior, l' aplicació dels coeficients sísmics fa que disminueixin els restants coeficients de ponderació, de forma que la suma de sol licitacions sigui inferior als casos I i II.

4.- RESISTÈNCIA DELS MATERIALS:

4.1.- ACERS ESTRUCTURALS

Els acers emprats cumpleixen la Norma EA-95.

Característiques mecàniques del acer ST-275:

RESISTÈNCIA A LA TRACCIÓ (KG/MM2)	37-51
LÍMIT DE FLUÈNCIA MÍNIM (KG/MM2)	27,5
ALLARGAMENT DE RUPTURA(%)	24

Com a valors habituals de càlcul les constants elàstiques de l'acer són:

Módul d'elasticitat E= 2.100.000 Kp/cm^2

Módul de rigidesa G = 810.000 Kp/cm^2

Coeficient de Poisson V = 0,30

Coeficient de dilatació α_t= 1,2 x 10^{-5} m/m C°

4.2.- NORMATIVA D'OBLIGAT COMPLIMENT

NBE-AE-88. Acciones en la edificación

NBE-EA-95. Estructuras de acero en edificación

NCSE-94. Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación

EHE/99. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado

EF-96. Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado

EP-93. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado.

NBE-FL-90. Muros resistentes de fábrica de ladrillo.

NBE-QB-90. Cubiertas con materiales bituminosos.

Com a consulta i suport tècnic dels càlculs realitzats, s'han observat les especificacions de les següents normatives no obligatòries:

Normas Tecnológicas en Edificación:

NTE-ECG-88. Cargas gravitatorias

NTE-ECR-88. Cargas de retracción

NTE-ECS-88. Cargas sísmicas

NTE-ECT-88. Cargas térmicas

NTE-ECV-88. Cargas de viento

NTE-89. Estructuras

NTE-89. Acondicionamiento del terreno. Cimentaciones

NTE-89. Cubiertas

NTE-89. Fachadas

NTE-89. Revestimientos

5.- RESULTATS OBTINGUTS

Els resultats del càlcul, així com el plànol de les unions amb el mur, es troben annexes al present document.

El pòrtic de 19,00m es format per perfils IPE-270, mentre que el pòrtic de 12,00m es format per perfils IPE-240 (pilars) i IPE-180.

Lleida a gener de 2007

Enginyer Industrial

ALBERT TORRELLES CASOL
ENGINYER INDUSTRIAL
Col·legiat núm. 13.279

Albert Torrelles Casol

Col.- 13.279

CÀLCULS

##
10:38:11, 16/10/2006

Fichero:
\\EPSON-LINIAL\D_EPSON\LINIAL_ENGINYERS\PROJECTES\591_CA_CALCUL_PORTIC_BARCELONA¡¡¡OK\PORTIC_12m.EM3
Descripción: PORTIC EN MUR (BARCELONA)
##

Características mecánicas de las barras

Inerc.Tor. cm4	Inerc.y cm4	Inerc.z cm4	Sección cm2	
0.721	80.100	8.490	7.640	Acero, IPE-80, Simple con cartelas (IPE)
5.060	1320.000	101.000	23.900	Acero, IPE-180, Simple con cartelas (IPE)
12.000	3890.000	284.000	39.100	Acero, IPE-240, Simple con cartelas (IPE)

Barras / Cargas

Barras	Hipót.	Tipo	P1	P2	L1(m)	L2(m)	Dirección
1/3							
	1 (PP 1)	Uniforme	0.006 Tn/m	-	-	-	(0.000, 0.000,-1.000)
	2 (SC 1)	Uniforme	0.150 Tn/m	-	-	-	(0.000, 0.000,-1.000)
	4 (N 1)	Uniforme	0.300 Tn/m	-	-	-	(0.000, 0.000,-1.000)
2/3							
	1 (PP 1)	Uniforme	0.031 Tn/m	-	-	-	(0.000, 0.000,-1.000)
	3 (V 1)	Uniforme	0.240 Tn/m	-	-	-	(1.000, 0.000, 0.000)
3/4							
	1 (PP 1)	Trapez.	0.031 Tn/m	0.028 Tn/m	0.000	0.650	(0.000, 0.000,-1.000)
	1 (PP 1)	Trapez.	0.028 Tn/m	0.024 Tn/m	0.650	1.300	(0.000, 0.000,-1.000)
	1 (PP 1)	Faja	0.019 Tn/m	-	1.300	6.030	(0.000, 0.000,-1.000)
	2 (SC 1)	Uniforme	0.150 Tn/m	-	-	-	(0.000, 0.000,-1.000)
	4 (N 1)	Uniforme	0.300 Tn/m	-	-	-	(0.000, 0.000,-1.000)
6/4							
	1 (PP 1)	Trapez.	0.031 Tn/m	0.028 Tn/m	0.000	0.650	(0.000, 0.000,-1.000)
	1 (PP 1)	Trapez.	0.028 Tn/m	0.024 Tn/m	0.650	1.300	(0.000, 0.000,-1.000)
	1 (PP 1)	Faja	0.019 Tn/m	-	1.300	6.030	(0.000, 0.000,-1.000)
	2 (SC 1)	Uniforme	0.150 Tn/m	-	-	-	(0.000, 0.000,-1.000)
	4 (N 1)	Uniforme	0.300 Tn/m	-	-	-	(0.000, 0.000,-1.000)
5/6							
	1 (PP 1)	Uniforme	0.031 Tn/m	-	-	-	(0.000, 0.000,-1.000)

	3 (V 1)	Uniforme	0.120 Tn/m	-	-
-	(1.000, 0.000, 0.000)				

Nudos
DESPLAZAMIENTOS (EJES GENERALES)

	GX(rad)	GY(rad)	GZ(rad)	DX(m)	DY(m)	DZ(m)
1						
	Envolvente (Desplazam.)			-0.0033	0.0000	-0.0050
	0.0000	-0.0059	0.0000	0.0003	0.0000	0.0004
	0.0000	0.0004	0.0000			
2						
	Envolvente (Desplazam.)			0.0000	0.0000	0.0000
	0.0000	-0.0043	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	0.0000	0.0004	0.0000			
3						
	Envolvente (Desplazam.)			-0.0038	0.0000	0.0000
	0.0000	-0.0014	0.0000	0.0004	0.0000	0.0000
	0.0000	0.0004	0.0000			
4						
	Envolvente (Desplazam.)			-0.0006	0.0000	-0.0340
	0.0000	-0.0003	0.0000	0.0005	0.0000	-0.0013
	0.0000	0.0004	0.0000			
5						
	Envolvente (Desplazam.)			0.0000	0.0000	0.0000
	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	0.0000	0.0036	0.0000			
6						
	Envolvente (Desplazam.)			0.0001	0.0000	0.0000
	0.0000	0.0000	0.0000	0.0031	0.0000	0.0000
	0.0000	0.0007	0.0000			

Barras — ESFUERZOS (EJES LOCALES)
(Tn)(Tn·m)

	N	Ty	Tz	Mt	My	Mz
1/3						
Combinación 1 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1)						
0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0003	0.0000	0.0000	0.0030	-0.0008	0.0000
1 L	0.0006	0.0000	0.0000	0.0060	-0.0030	0.0000
Combinación 2 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1)						
0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0004	0.0000	0.0000	0.0040	-0.0010	0.0000
1 L	0.0008	0.0000	0.0000	0.0080	-0.0040	0.0000

Combinación 3 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x SC1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0115	0.0000	0.1155	0.0000	-0.0290
1 L	0.0231	0.0000	0.2310	0.0000	-0.1161

Combinación 4 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0116	0.0000	0.1165	0.0000	-0.0293
1 L	0.0233	0.0000	0.2330	0.0000	-0.1171

Combinación 5 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0228	0.0000	0.2280	0.0000	-0.0573
1 L	0.0456	0.0000	0.4560	0.0000	-0.2291

Combinación 6 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0229	0.0000	0.2290	0.0000	-0.0575
1 L	0.0458	0.0000	0.4580	0.0000	-0.2301

Combinación 7 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.5 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0340	0.0000	0.3405	0.0000	-0.0855
1 L	0.0681	0.0000	0.6810	0.0000	-0.3422

Combinación 8 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.5 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0341	0.0000	0.3415	0.0000	-0.0858
1 L	0.0683	0.0000	0.6830	0.0000	-0.3432

Combinación 9 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1 x PP1 + 1.33 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0003	0.0000	0.0030	0.0000	-0.0008
1 L	0.0006	0.0000	0.0060	0.0000	-0.0030

Combinación 10 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1.33 x PP1 + 1.33 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0004	0.0000	0.0040	0.0000	-0.0010
1 L	0.0008	0.0000	0.0080	0.0000	-0.0040

Combinación 11 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.33 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0115	0.0000	0.1155	0.0000	-0.0290
1 L	0.0231	0.0000	0.2310	0.0000	-0.1161

Combinación 12 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.33 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0116	0.0000	0.1165	0.0000	-0.0293
1 L	0.0233	0.0000	0.2330	0.0000	-0.1171

Combinación 13 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1 x PP1 + 1.5 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0003	0.0000	0.0030	0.0000	-0.0008
1 L	0.0006	0.0000	0.0060	0.0000	-0.0030

Combinación 14 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1.33 x PP1 + 1.5 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0004	0.0000	0.0040	0.0000	-0.0010
1 L	0.0008	0.0000	0.0080	0.0000	-0.0040

Combinación 15 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.5 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0103	0.0000	0.1027	0.0000	-0.0258
1 L	0.0205	0.0000	0.2055	0.0000	-0.1033

Combinación 16 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1.33 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.5 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0104	0.0000	0.1037	0.0000	-0.0261
1 L	0.0207	0.0000	0.2075	0.0000	-0.1043

Combinación 17 (Acero laminado): Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x V1 + 1.5 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0228	0.0000	0.2280	0.0000	-0.0573
1 L	0.0456	0.0000	0.4560	0.0000	-0.2291

Combinación 18 (Acero laminado): Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x V1 + 1.5 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0229	0.0000	0.2290	0.0000	-0.0575
1 L	0.0458	0.0000	0.4580	0.0000	-0.2301

Combinación 19 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0202	0.0000	0.2025	0.0000	-0.0509
1 L	0.0405	0.0000	0.4050	0.0000	-0.2035

Combinación 20 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0203	0.0000	0.2035	0.0000	-0.0511
1 L	0.0407	0.0000	0.4070	0.0000	-0.2045

Combinación 21 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0302	0.0000	0.3022	0.0000	-0.0759
1 L	0.0604	0.0000	0.6045	0.0000	-0.3038

Combinación 22 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0303	0.0000	0.3032	0.0000	-0.0762
1 L	0.0606	0.0000	0.6065	0.0000	-0.3048

Envolvente (Acero laminado)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000			
1/2 L	0.0003	0.0341	0.0000	0.0000	0.0030	0.3415	0.0000

```
0.0000    -0.0858    -0.0008     0.0000     0.0000
     1 L      0.0006     0.0683     0.0000     0.0000     0.0060     0.6830     0.0000
0.0000    -0.3432    -0.0030     0.0000     0.0000
2/3
   Combinación 1 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1)
     0 L          -0.1620               0.0000               0.1949               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -0.1466               0.0000               0.1949               0.0000
         -0.0974               0.0000
     1 L          -0.1313               0.0000               0.1949               0.0000
         -0.1949               0.0000
   Combinación 2 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1)
     0 L          -0.2154               0.0000               0.2592               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -0.1950               0.0000               0.2592               0.0000
         -0.1296               0.0000
     1 L          -0.1746               0.0000               0.2592               0.0000
         -0.2592               0.0000
   Combinación 3 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x SC1)
     0 L          -1.7542               0.0000               2.4453               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -1.7389               0.0000               2.4453               0.0000
         -1.2227               0.0000
     1 L          -1.7236               0.0000               2.4453               0.0000
         -2.4453               0.0000
   Combinación 4 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1)
     0 L          -1.8077               0.0000               2.5096               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -1.7873               0.0000               2.5096               0.0000
         -1.2548               0.0000
     1 L          -1.7669               0.0000               2.5096               0.0000
         -2.5096               0.0000
   Combinación 5 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x N1)
     0 L          -3.3465               0.0000               4.6958               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -3.3312               0.0000               4.6958               0.0000
         -2.3479               0.0000
     1 L          -3.3158               0.0000               4.6958               0.0000
         -4.6958               0.0000
   Combinación 6 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x N1)
     0 L          -3.4000               0.0000               4.7601               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -3.3796               0.0000               4.7601               0.0000
         -2.3800               0.0000
     1 L          -3.3591               0.0000               4.7601               0.0000
         -4.7601               0.0000
   Combinación 7 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.5 x N1)
     0 L          -4.9388               0.0000               6.9462               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -4.9235               0.0000               6.9462               0.0000
         -3.4731               0.0000
     1 L          -4.9081               0.0000               6.9462               0.0000
         -6.9462               0.0000
   Combinación 8 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.5 x N1)
     0 L          -4.9922               0.0000               7.0105               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -4.9718               0.0000               7.0105               0.0000
         -3.5052               0.0000
     1 L          -4.9514               0.0000               7.0105               0.0000
         -7.0105               0.0000
   Combinación 9 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1 x PP1 + 1.33 x V1)
     0 L          -0.1420               0.0000              -0.0944               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -0.1267               0.0000               0.0652               0.0000
          0.0073               0.0000
     1 L          -0.1113               0.0000               0.2248               0.0000
         -0.0652               0.0000
   Combinación 10 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1.33 x PP1 + 1.33 x V1)
     0 L          -0.1955               0.0000              -0.0301               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -0.1751               0.0000               0.1295               0.0000
         -0.0248               0.0000
     1 L          -0.1546               0.0000               0.2891               0.0000
         -0.1295               0.0000
   Combinación 11 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.33 x V1)
```



```
     0 L          -1.7343               0.0000               2.1560               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -1.7189               0.0000               2.3156               0.0000
         -1.1179               0.0000
     1 L          -1.7036               0.0000               2.4752               0.0000
         -2.3156               0.0000
   Combinación 12 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.33 x
V1)
     0 L          -1.7877               0.0000               2.2203               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -1.7673               0.0000               2.3799               0.0000
         -1.1501               0.0000
     1 L          -1.7469               0.0000               2.5395               0.0000
         -2.3799               0.0000
   Combinación 13 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1 x PP1 + 1.5 x V1)
     0 L          -0.1395               0.0000              -0.1314               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -0.1241               0.0000               0.0486               0.0000
          0.0207               0.0000
     1 L          -0.1088               0.0000               0.2286               0.0000
         -0.0486               0.0000
   Combinación 14 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1.33 x PP1 + 1.5 x V1)
     0 L          -0.1929               0.0000              -0.0671               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -0.1725               0.0000               0.1129               0.0000
         -0.0114               0.0000
     1 L          -0.1521               0.0000               0.2929               0.0000
         -0.1129               0.0000
   Combinación 15 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.5 x V1)
     0 L          -1.5513               0.0000               1.8640               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -1.5359               0.0000               2.0440               0.0000
         -0.9770               0.0000
     1 L          -1.5206               0.0000               2.2240               0.0000
         -2.0440               0.0000
   Combinación 16 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1.33 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.5 x
V1)
     0 L          -1.6047               0.0000               1.9283               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -1.5843               0.0000               2.1083               0.0000
         -1.0091               0.0000
     1 L          -1.5639               0.0000               2.2883               0.0000
         -2.1083               0.0000
   Combinación 17 (Acero laminado): Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x V1 + 1.5 x N1)
     0 L          -3.3240               0.0000               4.3695               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -3.3087               0.0000               4.5495               0.0000
         -2.2297               0.0000
     1 L          -3.2933               0.0000               4.7295               0.0000
         -4.5495               0.0000
   Combinación 18 (Acero laminado): Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x V1 + 1.5 x N1)
     0 L          -3.3775               0.0000               4.4338               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -3.3571               0.0000               4.6138               0.0000
         -2.2619               0.0000
     1 L          -3.3366               0.0000               4.7938               0.0000
         -4.6138               0.0000
   Combinación 19 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.33 x V1 +
1.33 x N1)
     0 L          -2.9657               0.0000               3.8963               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -2.9503               0.0000               4.0559               0.0000
         -1.9881               0.0000
     1 L          -2.9350               0.0000               4.2155               0.0000
         -4.0559               0.0000
   Combinación 20 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.33 x V1 +
1.33 x N1)
     0 L          -3.0191               0.0000               3.9607               0.0000
          0.0000               0.0000
     1/2 L        -2.9987               0.0000               4.1203               0.0000
         -2.0202               0.0000
     1 L          -2.9783               0.0000               4.2799               0.0000
         -4.1202               0.0000
   Combinación 21 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.33 x SC1 +
1.33 x V1 + 1.33 x N1)
```

0 L	-4.3775	0.0000	5.8917	0.0000	0.0000
1/2 L	-4.3621	0.0000	6.0513	0.0000	-2.9858
1 L	-4.3468	0.0000	6.2109	0.0000	-6.0513

Combinación 22 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	-4.4309	0.0000	5.9560	0.0000	0.0000
1/2 L	-4.4105	0.0000	6.1156	0.0000	-3.0179
1 L	-4.3901	0.0000	6.2752	0.0000	-6.1156

Envolvente (Acero laminado)

0 L	-4.9922	-0.1395	0.0000	0.0000	-0.1314	7.0105	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000			
1/2 L	-4.9718	-0.1241	0.0000	0.0000	0.0486	7.0105	0.0000
0.0000	-3.5052	0.0207	0.0000	0.0000			
1 L	-4.9514	-0.1088	0.0000	0.0000	0.1949	7.0105	0.0000
0.0000	-7.0105	-0.0486	0.0000	0.0000			

3/4

Combinación 1 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1)

0 L	-0.2114	0.0000	-0.0948	0.0000	-0.1804
1/2 L	-0.1997	0.0000	-0.0362	0.0000	0.0082
1 L	-0.1938	0.0000	0.0200	0.0000	0.0331

Combinación 2 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1)

0 L	-0.2811	0.0000	-0.1261	0.0000	-0.2400
1/2 L	-0.2656	0.0000	-0.0482	0.0000	0.0109
1 L	-0.2578	0.0000	0.0267	0.0000	0.0440

Combinación 3 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x SC1)

0 L	-2.6403	0.0000	-1.1102	0.0000	-2.3430
1/2 L	-2.5096	0.0000	-0.4860	0.0000	0.0791
1 L	-2.4330	0.0000	0.2450	0.0000	0.4488

Combinación 4 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1)

0 L	-2.7101	0.0000	-1.1415	0.0000	-2.4025
1/2 L	-2.5755	0.0000	-0.4979	0.0000	0.0819
1 L	-2.4970	0.0000	0.2516	0.0000	0.4597

Combinación 5 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x N1)

0 L	-5.0693	0.0000	-2.1256	0.0000	-4.5055
1/2 L	-4.8194	0.0000	-0.9357	0.0000	0.1501
1 L	-4.6722	0.0000	0.4699	0.0000	0.8644

Combinación 6 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x N1)

0 L	-5.1390	0.0000	-2.1568	0.0000	-4.5651
1/2 L	-4.8853	0.0000	-0.9476	0.0000	0.1528
1 L	-4.7362	0.0000	0.4765	0.0000	0.8753

Combinación 7 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.5 x N1)

0 L	-7.4983	0.0000	-3.1409	0.0000	-6.6681
1/2 L	-7.1292	0.0000	-1.3854	0.0000	0.2210
1 L	-6.9114	0.0000	0.6949	0.0000	1.2801

Combinación 8 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.5 x N1)

0 L	-7.5680	0.0000	-3.1722	0.0000	-6.7276
1/2 L	-7.1951	0.0000	-1.3974	0.0000	

0.2237					
1 L	-6.9754	0.0000	0.7015	0.0000	1.2910

Combinación 9 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1 x PP1 + 1.33 x V1)

0 L	-0.2379	0.0000	-0.0706	0.0000	-0.0484
1/2 L	-0.2274	0.0000	-0.0133	0.0000	0.0695
1 L	-0.2215	0.0000	0.0430	0.0000	0.0252

Combinación 10 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1.33 x PP1 + 1.33 x V1)

0 L	-0.3077	0.0000	-0.1019	0.0000	-0.1079
1/2 L	-0.2933	0.0000	-0.0252	0.0000	0.0722
1 L	-0.2855	0.0000	0.0496	0.0000	0.0361

Combinación 11 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.33 x V1)

0 L	-2.6669	0.0000	-1.0860	0.0000	-2.2109
1/2 L	-2.5372	0.0000	-0.4630	0.0000	0.1404
1 L	-2.4607	0.0000	0.2679	0.0000	0.4408

Combinación 12 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.33 x V1)

0 L	-2.7367	0.0000	-1.1173	0.0000	-2.2705
1/2 L	-2.6031	0.0000	-0.4750	0.0000	0.1431
1 L	-2.5246	0.0000	0.2746	0.0000	0.4518

Combinación 13 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1 x PP1 + 1.5 x V1)

0 L	-0.2413	0.0000	-0.0675	0.0000	-0.0315
1/2 L	-0.2309	0.0000	-0.0103	0.0000	0.0773
1 L	-0.2250	0.0000	0.0459	0.0000	0.0242

Combinación 14 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1.33 x PP1 + 1.5 x V1)

0 L	-0.3111	0.0000	-0.0988	0.0000	-0.0910
1/2 L	-0.2968	0.0000	-0.0223	0.0000	0.0800
1 L	-0.2890	0.0000	0.0525	0.0000	0.0351

Combinación 15 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.5 x V1)

0 L	-2.3950	0.0000	-0.9678	0.0000	-1.9490
1/2 L	-2.2790	0.0000	-0.4091	0.0000	0.1402
1 L	-2.2104	0.0000	0.2454	0.0000	0.3927

Combinación 16 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1.33 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.5 x V1)

0 L	-2.4648	0.0000	-0.9991	0.0000	-2.0085
1/2 L	-2.3449	0.0000	-0.4210	0.0000	0.1429
1 L	-2.2744	0.0000	0.2520	0.0000	0.4036

Combinación 17 (Acero laminado): Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x V1 + 1.5 x N1)

0 L	-5.0993	0.0000	-2.0983	0.0000	-4.3566
1/2 L	-4.8506	0.0000	-0.9098	0.0000	0.2192
1 L	-4.7034	0.0000	0.4958	0.0000	0.8555

Combinación 18 (Acero laminado): Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x V1 + 1.5 x N1)

0 L	-5.1690	0.0000	-2.1296	0.0000	-4.4161
1/2 L	-4.9165	0.0000	-0.9218	0.0000	0.2219
1 L	-4.7674	0.0000	0.5024	0.0000	0.8664

Combinación 19 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	-4.5453	0.0000	-1.8712	0.0000	-3.8833
1/2 L	-4.3235	0.0000	-0.8108	0.0000	0.1953
1 L	-4.1923	0.0000	0.4419	0.0000	0.7623

Combinación 20 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	-4.6151	0.0000	-1.9025	0.0000	-3.9428
1/2 L	-4.3894	0.0000	-0.8227	0.0000	0.1980
1 L	-4.2563	0.0000	0.4485	0.0000	0.7732

Combinación 21 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	-6.6990	0.0000	-2.7715	0.0000	-5.8008
1/2 L	-6.3715	0.0000	-1.2096	0.0000	0.2582
1 L	-6.1777	0.0000	0.6413	0.0000	1.1308

Combinación 22 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	-6.7687	0.0000	-2.8028	0.0000	-5.8603
1/2 L	-6.4374	0.0000	-1.2215	0.0000	0.2609
1 L	-6.2417	0.0000	0.6480	0.0000	1.1418

Envolvente (Acero laminado)

0 L	-7.5680	-0.2114	0.0000	0.0000	-3.1722	-0.0675	0.0000
0.0000	-6.7276	-0.0315	0.0000	0.0000			
1/2 L	-7.1951	-0.1997	0.0000	0.0000	-1.3974	-0.0103	0.0000
0.0000	-0.0664	0.3303	0.0000	0.0000			
1 L	-6.9754	-0.1938	0.0000	0.0000	0.0200	0.7015	0.0000
0.0000	0.0242	1.2910	0.0000	0.0000			

6/4

Combinación 1 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1)

0 L	-0.2113	0.0000	-0.0943	0.0000	-0.1774
1/2 L	-0.1997	0.0000	-0.0357	0.0000	0.0097
1 L	-0.1938	0.0000	0.0205	0.0000	0.0331

Combinación 2 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1)

0 L	-0.2810	0.0000	-0.1254	0.0000	-0.2360
1/2 L	-0.2656	0.0000	-0.0475	0.0000	0.0129
1 L	-0.2577	0.0000	0.0273	0.0000	0.0440

Combinación 3 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x SC1)

0 L	-2.6374	0.0000	-1.0910	0.0000	-2.2271
1/2 L	-2.5075	0.0000	-0.4667	0.0000	0.1372
1 L	-2.4310	0.0000	0.2642	0.0000	0.4488

Combinación 4 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1)

0 L	-2.7072	0.0000	-1.1222	0.0000	-2.2856
1/2 L	-2.5734	0.0000	-0.4785	0.0000	0.1404
1 L	-2.4950	0.0000	0.2710	0.0000	0.4597

Combinación 5 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x N1)

0 L	-5.0636	0.0000	-2.0878	0.0000	-4.2767
1/2 L	-4.8154	0.0000	-0.8977	0.0000	0.2646
1 L	-4.6682	0.0000	0.5079	0.0000	0.8644

Combinación 6 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x N1)

0 L	-5.1333	0.0000	-2.1189	0.0000	-4.3353
1/2 L	-4.8813	0.0000	-0.9095	0.0000	0.2678
1 L	-4.7322	0.0000	0.5147	0.0000	0.8753

Combinación 7 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.5 x N1)

0 L	-7.4898	0.0000	-3.0845	0.0000	-6.3264
1/2 L	-7.1233	0.0000	-1.3287	0.0000	0.3920
1 L	-6.9055	0.0000	0.7516	0.0000	1.2801

Combinación 8 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.5 x N1)

0 L	-7.5595	0.0000	-3.1157	0.0000	-6.3849
1/2 L	-7.1892	0.0000	-1.3405	0.0000	0.3952
1 L	-6.9694	0.0000	0.7584	0.0000	1.2910

Combinación 9 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1 x PP1 + 1.33 x V1)

0 L	-0.2438	0.0000	-0.1096	0.0000	-0.2844
1/2 L	-0.2315	0.0000	-0.0524	0.0000	-0.0486
1 L	-0.2256	0.0000	0.0038	0.0000	0.0252

Combinación 10 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1.33 x PP1 + 1.33 x V1)

0 L	-0.3135	0.0000	-0.1407	0.0000	-0.3430
1/2 L	-0.2974	0.0000	-0.0642	0.0000	-0.0454
1 L	-0.2895	0.0000	0.0106	0.0000	0.0361

Combinación 11 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.33 x V1)

0 L	-2.6700	0.0000	-1.1063	0.0000	-2.3341
1/2 L	-2.5393	0.0000	-0.4834	0.0000	0.0788
1 L	-2.4628	0.0000	0.2475	0.0000	0.4408

Combinación 12 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.33 x V1)

0 L	-2.7397	0.0000	-1.1374	0.0000	-2.3926
1/2 L	-2.6052	0.0000	-0.4952	0.0000	0.0820
1 L	-2.5268	0.0000	0.2543	0.0000	0.4518

Combinación 13 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1 x PP1 + 1.5 x V1)

0 L	-0.2480	0.0000	-0.1115	0.0000	-0.2981
1/2 L	-0.2355	0.0000	-0.0546	0.0000	-0.0561
1 L	-0.2297	0.0000	0.0017	0.0000	0.0242

Combinación 14 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1.33 x PP1 + 1.5 x V1)

0 L	-0.3177	0.0000	-0.1426	0.0000	-0.3566
1/2 L	-0.3014	0.0000	-0.0664	0.0000	-0.0529
1 L	-0.2936	0.0000	0.0085	0.0000	0.0351

Combinación 15 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.5 x V1)

0 L	-2.3992	0.0000	-0.9953	0.0000	-2.1155
1/2 L	-2.2818	0.0000	-0.4367	0.0000	0.0569
1 L	-2.2133	0.0000	0.2177	0.0000	0.3927

Combinación 16 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1.33 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.5 x V1)

0 L	-2.4689	0.0000	-1.0264	0.0000	-2.1740

1/2 L	-2.3477	0.0000	-0.4485	0.0000	0.0601
1 L	-2.2773	0.0000	0.2245	0.0000	0.4036

Combinación 17 (Acero laminado): Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x V1 + 1.5 x N1)

0 L	-5.1003	0.0000	-2.1050	0.0000	-4.3974
1/2 L	-4.8513	0.0000	-0.9166	0.0000	0.1988
1 L	-4.7041	0.0000	0.4890	0.0000	0.8555

Combinación 18 (Acero laminado): Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x V1 + 1.5 x N1)

0 L	-5.1700	0.0000	-2.1361	0.0000	-4.4560
1/2 L	-4.9172	0.0000	-0.9284	0.0000	0.2020
1 L	-4.7681	0.0000	0.4958	0.0000	0.8664

Combinación 19 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	-4.5462	0.0000	-1.8771	0.0000	-3.9191
1/2 L	-4.3241	0.0000	-0.8167	0.0000	0.1773
1 L	-4.1929	0.0000	0.4359	0.0000	0.7623

Combinación 20 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	-4.6159	0.0000	-1.9082	0.0000	-3.9777
1/2 L	-4.3900	0.0000	-0.8285	0.0000	0.1805
1 L	-4.2569	0.0000	0.4427	0.0000	0.7732

Combinación 21 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	-6.6974	0.0000	-2.7609	0.0000	-5.7365
1/2 L	-6.3704	0.0000	-1.1989	0.0000	0.2903
1 L	-6.1766	0.0000	0.6520	0.0000	1.1308

Combinación 22 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	-6.7671	0.0000	-2.7920	0.0000	-5.7950
1/2 L	-6.4363	0.0000	-1.2107	0.0000	0.2935
1 L	-6.2406	0.0000	0.6588	0.0000	1.1418

Envolvente (Acero laminado)

0 L	-7.5595	-0.2113	0.0000	0.0000	-3.1157	-0.0943	0.0000
0.0000	-6.3849	-0.1774	0.0000	0.0000			
1/2 L	-7.1892	-0.1997	0.0000	0.0000	-1.3405	-0.0357	0.0000
0.0000	-0.0593	0.3999	0.0000	0.0000			
1 L	-6.9694	-0.1938	0.0000	0.0000	0.0017	0.7584	0.0000
0.0000	0.0242	1.2910	0.0000	0.0000			

5/6

Combinación 1 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1)

0 L	-0.1554	0.0000	-0.1949	0.0000	0.0000
1/2 L	-0.1401	0.0000	-0.1949	0.0000	0.0974
1 L	-0.1247	0.0000	-0.1949	0.0000	0.1949

Combinación 2 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1)

0 L	-0.2067	0.0000	-0.2592	0.0000	0.0000
1/2 L	-0.1863	0.0000	-0.2592	0.0000	0.1296
1 L	-0.1659	0.0000	-0.2592	0.0000	0.2592

Combinación 3 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x SC1)

0 L	-1.5027	0.0000	-2.4453	0.0000	0.0000

1/2 L	-1.4874	0.0000	-2.4453	0.0000	1.2227
1 L	-1.4721	0.0000	-2.4453	0.0000	2.4453

Combinación 4 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1)

0 L	-1.5540	0.0000	-2.5096	0.0000	0.0000
1/2 L	-1.5336	0.0000	-2.5096	0.0000	1.2548
1 L	-1.5132	0.0000	-2.5096	0.0000	2.5096

Combinación 5 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x N1)

0 L	-2.8501	0.0000	-4.6958	0.0000	0.0000
1/2 L	-2.8347	0.0000	-4.6958	0.0000	2.3479
1 L	-2.8194	0.0000	-4.6958	0.0000	4.6958

Combinación 6 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x N1)

0 L	-2.9014	0.0000	-4.7601	0.0000	0.0000
1/2 L	-2.8809	0.0000	-4.7601	0.0000	2.3800
1 L	-2.8605	0.0000	-4.7601	0.0000	4.7601

Combinación 7 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.5 x N1)

0 L	-4.1974	0.0000	-6.9462	0.0000	0.0000
1/2 L	-4.1820	0.0000	-6.9462	0.0000	3.4731
1 L	-4.1667	0.0000	-6.9462	0.0000	6.9462

Combinación 8 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.5 x N1)

0 L	-4.2487	0.0000	-7.0105	0.0000	0.0000
1/2 L	-4.2283	0.0000	-7.0105	0.0000	3.5052
1 L	-4.2078	0.0000	-7.0105	0.0000	7.0105

Combinación 9 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1 x PP1 + 1.33 x V1)

0 L	-0.1754	0.0000	-0.3844	0.0000	0.0000
1/2 L	-0.1600	0.0000	-0.3046	0.0000	0.1722
1 L	-0.1447	0.0000	-0.2248	0.0000	0.3046

Combinación 10 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1.33 x PP1 + 1.33 x V1)

0 L	-0.2267	0.0000	-0.4487	0.0000	0.0000
1/2 L	-0.2063	0.0000	-0.3689	0.0000	0.2044
1 L	-0.1859	0.0000	-0.2891	0.0000	0.3689

Combinación 11 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.33 x V1)

0 L	-1.5227	0.0000	-2.6348	0.0000	0.0000
1/2 L	-1.5074	0.0000	-2.5550	0.0000	1.2975
1 L	-1.4920	0.0000	-2.4752	0.0000	2.5550

Combinación 12 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.33 x V1)

0 L	-1.5740	0.0000	-2.6991	0.0000	0.0000
1/2 L	-1.5536	0.0000	-2.6193	0.0000	1.3296
1 L	-1.5332	0.0000	-2.5395	0.0000	2.6193

Combinación 13 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1 x PP1 + 1.5 x V1)

0 L	-0.1779	0.0000	-0.4086	0.0000	0.0000
1/2 L	-0.1626	0.0000	-0.3186	0.0000	0.1818
1 L	-0.1472	0.0000	-0.2286	0.0000	0.3186

Combinación 14 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1.33 x PP1 + 1.5 x V1)

0 L	-0.2292	0.0000	-0.4729	0.0000	0.0000
1/2 L	-0.2088	0.0000	-0.3829	0.0000	0.2139
1 L	-0.1884	0.0000	-0.2929	0.0000	0.3829

Combinación 15 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.5 x V1)

0 L	-1.3726	0.0000	-2.4040	0.0000	0.0000
1/2 L	-1.3572	0.0000	-2.3140	0.0000	1.1795
1 L	-1.3419	0.0000	-2.2240	0.0000	2.3140

Combinación 16 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1.33 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.5 x V1)

0 L	-1.4238	0.0000	-2.4683	0.0000	0.0000
1/2 L	-1.4034	0.0000	-2.3783	0.0000	1.2116
1 L	-1.3830	0.0000	-2.2883	0.0000	2.3783

Combinación 17 (Acero laminado): Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x V1 + 1.5 x N1)

0 L	-2.8726	0.0000	-4.9095	0.0000	0.0000
1/2 L	-2.8572	0.0000	-4.8195	0.0000	2.4322
1 L	-2.8419	0.0000	-4.7295	0.0000	4.8195

Combinación 18 (Acero laminado): Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x V1 + 1.5 x N1)

0 L	-2.9239	0.0000	-4.9738	0.0000	0.0000
1/2 L	-2.9034	0.0000	-4.8838	0.0000	2.4644
1 L	-2.8830	0.0000	-4.7938	0.0000	4.8838

Combinación 19 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	-2.5646	0.0000	-4.3751	0.0000	0.0000
1/2 L	-2.5493	0.0000	-4.2953	0.0000	2.1676
1 L	-2.5339	0.0000	-4.2155	0.0000	4.2953

Combinación 20 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	-2.6159	0.0000	-4.4395	0.0000	0.0000
1/2 L	-2.5955	0.0000	-4.3597	0.0000	2.1998
1 L	-2.5751	0.0000	-4.2799	0.0000	4.3596

Combinación 21 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	-3.7592	0.0000	-6.3705	0.0000	0.0000
1/2 L	-3.7439	0.0000	-6.2907	0.0000	3.1653
1 L	-3.7285	0.0000	-6.2109	0.0000	6.2907

Combinación 22 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	-3.8105	0.0000	-6.4348	0.0000	0.0000
1/2 L	-3.7901	0.0000	-6.3550	0.0000	3.1975
1 L	-3.7697	0.0000	-6.2752	0.0000	6.3550

Envolvente (Acero laminado)

0 L	-4.2487	-0.1554	0.0000	0.0000	-7.0105	-0.1949	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000			
1/2 L	-4.2283	-0.1401	0.0000	0.0000	-7.0105	-0.1949	0.0000
0.0000	0.0974	3.5052	0.0000	0.0000			
1 L	-4.2078	-0.1247	0.0000	0.0000	-7.0105	-0.1949	0.0000
0.0000	0.1949	7.0105	0.0000	0.0000			

Barras	TENSIÓN MÁXIMA						
	TENS.(Tn/cm2)	APROV.(%)	Pos.(m)	N(Tn)	Ty(Tn)	Tz(Tn)	
Mt(Tn·m)	My(Tn·m)	Mz(Tn·m)					
1/3	1.7228	61.40	1.005	0.0683	0.0000	0.6830	
0.0000	-0.3432	0.0000					
2/3	2.2924	81.70	1.000	-4.9514	0.0000	7.0105	
0.0000	-7.0105	0.0000					
3/4	2.6646	94.96	1.300	-7.4218	0.0000	-2.2838	
0.0000	-3.1783	0.0000					
6/4	2.4806	88.40	1.300	-7.4134	0.0000	-2.2272	
0.0000	-2.9092	0.0000					
5/6	2.2748	81.07	1.000	-4.2078	0.0000	-7.0105	
0.0000	7.0105	0.0000					

##
10:36:42, 16/10/2006

Fichero:
\\EPSON-LINIAL\D_EPSON\LINIAL_ENGINYERS\PROJECTES\591_CA_CALCUL_PORTIC_BARCELONA¡¡¡OK\PORTIC.EM3
Descripción: PORTIC EN MUR (BARCELONA)
##

Características mecánicas de las barras

Inerc.Tor. cm4	Inerc.y cm4	Inerc.z cm4	Sección cm2	
0.721	80.100	8.490	7.640	Acero, IPE-80, Simple con cartelas (IPE)
15.400	5790.000	420.000	45.900	Acero, IPE-270, Simple con cartelas (IPE)

Barras / Cargas

Barras	Hipót.	Tipo		P1	P2	L1(m)
L2(m)	Dirección					
1/3						
	1 (PP 1)	Uniforme		0.006 Tn/m	-	-
-	(0.000, 0.000,-1.000)					
	2 (SC 1)	Uniforme		0.150 Tn/m	-	-
-	(0.000, 0.000,-1.000)					
	4 (N 1)	Uniforme		0.300 Tn/m	-	-
-	(0.000, 0.000,-1.000)					
2/3						
	1 (PP 1)	Faja		0.036 Tn/m	-	0.000
0.600	(0.000, 0.000,-1.000)					
	1 (PP 1)	Trapez.		0.036 Tn/m	0.053 Tn/m	0.600
0.800	(0.000, 0.000,-1.000)					
	1 (PP 1)	Trapez.		0.053 Tn/m	0.060 Tn/m	0.800
1.000	(0.000, 0.000,-1.000)					
	3 (V 1)	Uniforme		0.240 Tn/m	-	-
-	(1.000, 0.000, 0.000)					
3/4						
	1 (PP 1)	Trapez.		0.060 Tn/m	0.053 Tn/m	0.000
0.700	(0.000, 0.000,-1.000)					
	1 (PP 1)	Trapez.		0.053 Tn/m	0.047 Tn/m	0.700
1.400	(0.000, 0.000,-1.000)					
	1 (PP 1)	Faja		0.036 Tn/m	-	1.400
9.547	(0.000, 0.000,-1.000)					
	2 (SC 1)	Uniforme		0.150 Tn/m	-	-
-	(0.000, 0.000,-1.000)					
	4 (N 1)	Uniforme		0.300 Tn/m	-	-
-	(0.000, 0.000,-1.000)					
6/4						
	1 (PP 1)	Trapez.		0.060 Tn/m	0.053 Tn/m	0.000
0.700	(0.000, 0.000,-1.000)					
	1 (PP 1)	Trapez.		0.053 Tn/m	0.047 Tn/m	0.700
1.400	(0.000, 0.000,-1.000)					
	1 (PP 1)	Faja		0.036 Tn/m	-	1.400
9.547	(0.000, 0.000,-1.000)					
	2 (SC 1)	Uniforme		0.150 Tn/m	-	-
-	(0.000, 0.000,-1.000)					
	4 (N 1)	Uniforme		0.300 Tn/m	-	-
-	(0.000, 0.000,-1.000)					
5/6						

	1 (PP 1)	Faja	0.036 Tn/m	-	0.000
0.600	(0.000, 0.000,-1.000)				
	1 (PP 1)	Trapez.	0.036 Tn/m	0.053 Tn/m	0.600
0.800	(0.000, 0.000,-1.000)				
	1 (PP 1)	Trapez.	0.053 Tn/m	0.060 Tn/m	0.800
1.000	(0.000, 0.000,-1.000)				
	3 (V 1)	Uniforme	0.120 Tn/m	-	-
-	(1.000, 0.000, 0.000)				

Nudos
DESPLAZAMIENTOS (EJES GENERALES)

	GX(rad)	GY(rad)	GZ(rad)	DX(m)	DY(m)	DZ(m)
1						
Envolvente (Desplazam.)				-0.0034	0.0000	-0.0052
	0.0000	-0.0061	0.0000			
				-0.0001	0.0000	0.0000
	0.0000	0.0000	0.0000			
2						
Envolvente (Desplazam.)				0.0000	0.0000	0.0000
	0.0000	-0.0043	0.0000			
				0.0000	0.0000	0.0000
	0.0000	-0.0001	0.0000			
3						
Envolvente (Desplazam.)				-0.0039	0.0000	-0.0002
	0.0000	-0.0015	0.0000			
				-0.0001	0.0000	0.0000
	0.0000	0.0001	0.0000			
4						
Envolvente (Desplazam.)				-0.0003	0.0000	-0.0422
	0.0000	-0.0001	0.0000			
				0.0002	0.0000	-0.0030
	0.0000	0.0001	0.0000			
5						
Envolvente (Desplazam.)				0.0000	0.0000	0.0000
	0.0000	0.0003	0.0000			
				0.0000	0.0000	0.0000
	0.0000	0.0039	0.0000			
6						
Envolvente (Desplazam.)				0.0002	0.0000	0.0000
	0.0000	0.0001	0.0000			
				0.0034	0.0000	0.0001
	0.0000	0.0012	0.0000			

Barras / ESFUERZOS (EJES LOCALES)
(Tn)(Tn·m)

	N	Ty	Tz	Mt
My	Mz			
1/3				
Combinación 1 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1)				
0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000			
1/2 L	0.0003	0.0000	0.0030	0.0000
-0.0008	0.0000			
1 L	0.0006	0.0000	0.0060	0.0000
-0.0030	0.0000			
Combinación 2 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1)				

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0004	0.0000	0.0000	0.0040	0.0000
1 L	0.0008	-0.0010	0.0000	0.0080	0.0000
		-0.0040	0.0000		

Combinación 3 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x SC1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0115	0.0000	0.0000	0.1155	0.0000
1 L	0.0231	-0.0290	0.0000	0.2310	0.0000
		-0.1161	0.0000		

Combinación 4 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0116	0.0000	0.0000	0.1165	0.0000
1 L	0.0233	-0.0293	0.0000	0.2330	0.0000
		-0.1171	0.0000		

Combinación 5 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0228	0.0000	0.0000	0.2280	0.0000
1 L	0.0456	-0.0573	0.0000	0.4560	0.0000
		-0.2291	0.0000		

Combinación 6 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0229	0.0000	0.0000	0.2290	0.0000
1 L	0.0458	-0.0575	0.0000	0.4580	0.0000
		-0.2301	0.0000		

Combinación 7 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.5 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0340	0.0000	0.0000	0.3405	0.0000
1 L	0.0681	-0.0855	0.0000	0.6810	0.0000
		-0.3422	0.0000		

Combinación 8 (Acero laminado): Sobrecarga + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.5 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0341	0.0000	0.0000	0.3415	0.0000
1 L	0.0683	-0.0858	0.0000	0.6830	0.0000
		-0.3432	0.0000		

Combinación 9 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1 x PP1 + 1.33 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0003	0.0000	0.0000	0.0030	0.0000
1 L	0.0006	-0.0008	0.0000	0.0060	0.0000
		-0.0030	0.0000		

Combinación 10 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1.33 x PP1 + 1.33 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0004	0.0000	0.0000	0.0040	0.0000
1 L	0.0008	-0.0010	0.0000	0.0080	0.0000
		-0.0040	0.0000		

Combinación 11 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.33 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0115	0.0000	0.0000	0.1155	0.0000
1 L	0.0231	-0.0290	0.0000	0.2310	0.0000
		-0.1161	0.0000		

Combinación 12 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento (1.33 x PP1 + 1.5 x SC1 + 1.33 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0116	0.0000	0.0000	0.1165	0.0000
		-0.0293	0.0000		

1 L	0.0233	0.0000	0.0000	0.2330	0.0000
		-0.1171	0.0000		

Combinación 13 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1 x PP1 + 1.5 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0003	0.0000	0.0000	0.0030	0.0000
1 L	0.0006	-0.0008	0.0000	0.0060	0.0000
		-0.0030	0.0000		

Combinación 14 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1.33 x PP1 + 1.5 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0004	0.0000	0.0000	0.0040	0.0000
1 L	0.0008	-0.0010	0.0000	0.0080	0.0000
		-0.0040	0.0000		

Combinación 15 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.5 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0103	0.0000	0.0000	0.1027	0.0000
1 L	0.0205	-0.0258	0.0000	0.2055	0.0000
		-0.1033	0.0000		

Combinación 16 (Acero laminado): Viento + Sobrecarga (1.33 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.5 x V1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0104	0.0000	0.0000	0.1037	0.0000
1 L	0.0207	-0.0261	0.0000	0.2075	0.0000
		-0.1043	0.0000		

Combinación 17 (Acero laminado): Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.5 x V1 + 1.5 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0228	0.0000	0.0000	0.2280	0.0000
1 L	0.0456	-0.0573	0.0000	0.4560	0.0000
		-0.2291	0.0000		

Combinación 18 (Acero laminado): Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.5 x V1 + 1.5 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0229	0.0000	0.0000	0.2290	0.0000
1 L	0.0458	-0.0575	0.0000	0.4580	0.0000
		-0.2301	0.0000		

Combinación 19 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0202	0.0000	0.0000	0.2025	0.0000
1 L	0.0405	-0.0509	0.0000	0.4050	0.0000
		-0.2035	0.0000		

Combinación 20 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0203	0.0000	0.0000	0.2035	0.0000
1 L	0.0407	-0.0511	0.0000	0.4070	0.0000
		-0.2045	0.0000		

Combinación 21 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0302	0.0000	0.0000	0.3022	0.0000
1 L	0.0604	-0.0759	0.0000	0.6045	0.0000
		-0.3038	0.0000		

Combinación 22 (Acero laminado): Sobrecarga + Viento + Nieve (1.33 x PP1 + 1.33 x SC1 + 1.33 x V1 + 1.33 x N1)

0 L	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2 L	0.0303	0.0000	0.0000	0.3032	0.0000
		-0.0762	0.0000		

PLÀNOLS

ALBERT TORRELLES CASOL
ENGINYER INDUSTRIAL
Col·legiat núm. 13.279

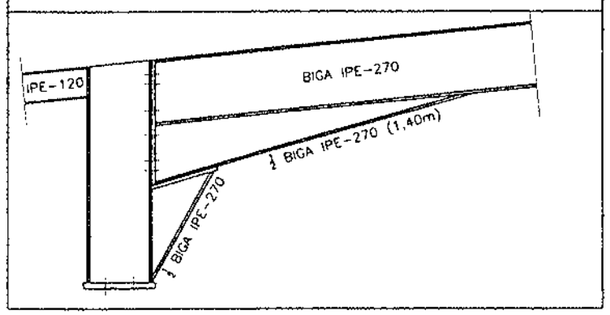
PORTIC 19m

PORTIC ARTICULAT EN ELS EXTREMS

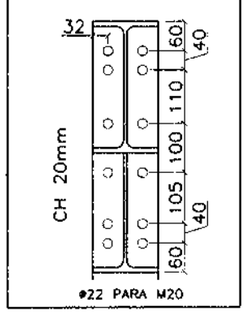
Ref. CA/591/1006 — Plànol nº 01

linial
ENGINYERS, SL
c/Lluís Companys, 38 Altell 4 - LLEIDA(25003)
Telf.: 973289579
e-mail: linial@linialweb.com
www.linialweb.com

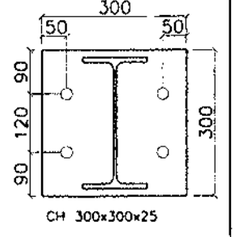
UNIÓ EXTREM



UNIÓ EXTREM

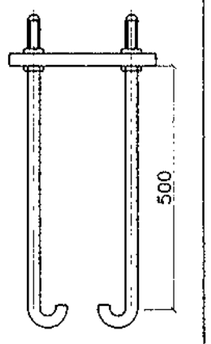


UNIÓ PORTIC-MUR ARTICULADA



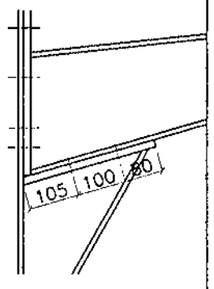
ø26 PER ANCORATGES ø24

ANCORATGES



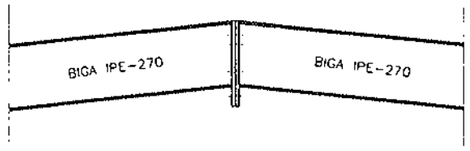
4 ANCORATGES ø24 (LLIS)
Ó REA ACER B-500S ø20

UNIÓ ENTRE CARTELLES

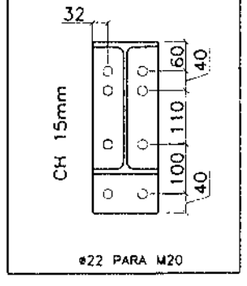


4ø22 PER A M20

UNIÓ CENTRAL



UNIÓ CENTRAL



ø22 PARA M20

ALBERT TORRELLES CASOL
ENGINYER INDUSTRIAL
Col·legiat núm. 13.279

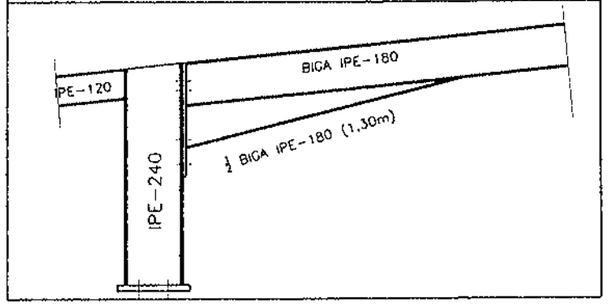
PORTIC 12m

PORTIC ARTICULAT EN ELS EXTREMS

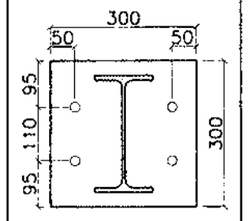
Ref. CA/591/1006 — Plànol nº 02

linial
ENGINYERS, SL
c/Lluís Companys, 38 Altell 4 - LLEIDA(25003)
Telf.: 973289579
e-mail: linial@linialweb.com
www.linialweb.com

UNIÓ EXTREM

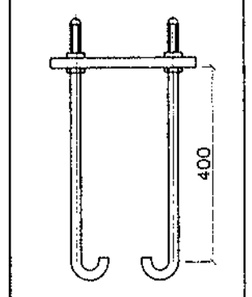


UNIÓ PORTIC-MUR ARTICULADA



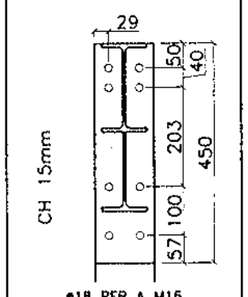
ø22 PER ANCORATGES ø20

ANCORATGES



4 ANCORATGES ø20 (LLIS)

UNIÓ EXTREM



ø18 PER A M16

OBRA: AVE HOSPITALET-CAN TUNIS

Nº: 1 / 0901 / 0906

Nº DOCUMENTO: 4

TITULO DEL DOCUMENTO: COMPROBACIÓN PANTALLAS FRENTE A CARGAS VERTICALES P.K. 706+520 a 706+580

REVISION	FECHA	MOTIVO DE LA EDICION	EMITIDO	VERIFICADO
0	23/7/04		JALV	

1.- OBJETO

El objeto de la presente Nota Técnica es comprobar la resistencia frente a cargas verticales de las pantallas en la zona de desdoble comprendida entre los PP.KK. 706+520 a 706+560.

2.- CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO

Para caracterizar el terreno a efectos de resistencia de los elementos de pantalla como pilotes se parte de la campaña de penetrómetros estáticos CPTu realizada en agosto de 2003. Esta cubre toda la obra con un ensayo aproximadamente cada 50 ml. El perfil geotécnico es sensiblemente homogéneo a todo lo largo de la obra, si bien con variaciones locales, por lo que bien podría definirse un perfil geotécnico de cálculo medio para toda la obra. Aun así, se han considerado los ensayos CPTu próximos a la zona analizada, en concreto del nº 9 al 12. En el ensayo nº 10 se obtuvo rechazo a 2,70 m por lo que no resulta significativo.

Las pantallas se alojan en el nivel detrítico superior y en concreto los siguientes niveles:

- **Acuífero superior**, de arenas con gravas, a muro aparecen arenas finas con pasadas limosas. La resistencia de cono es uniforme con un valor medio de 100 kp/cm^2.

- **Acuitardo intermedio**, formado por alternancias de arenas, limos y arcillas. En los ensayos CPTu éstas quedan claramente identificadas. Su distribución es sensiblemente uniforme presentándose, aproximadamente, un 50% de niveles granulares y un 50% de niveles cohesivos. La resistencia de cono de cada subnivel está comprendida entre:

Niveles granulares: 50 a 140 kp/cm^2

Niveles cohesivos: 10 a 20 kp/cm^2

En base a los resultados de los ensayos CPTu se postula el siguiente perfil medio:

Cotas	Tipo de terreno		q_T (kp/cm^2)
	Nivel	Subnivel	
+1 a –12	Acuífero superior		100
–12 a –17	Acuitardo	Cohesivo	10
		Granular	50
–17 a –23	Acuitardo	Cohesivo	20
		Granular	50
–23 a –28	Acuitardo	Cohesivo	20
		Granular	100
–28 a –32	Acuitardo	Cohesivo	20
		Granular	140

3.- RESISTENCIA UNITARIA DE LA PANTALLA

A partir del perfil medio de resistencia de cono q_T del CPTu, se puede definir la resistencia por punta y fuste de un pilote. Para ello se ha considerado el procedimiento empírico de Bustamante y Gianeselli (1982) recogido en la norma francesa de cimentaciones profundas DTU 13.2 y de manera parcial y simplificada en el Eurocódigo 7 parte 3 Diseño a partir de ensayos "in situ". Se ha preferido trabajar con la recomendación original dado que, a nuestro entender, el Eurocódigo simplifica de manera excesiva el procedimiento.

3.1.- RESISTENCIA POR FUSTE

La resistencia por fuste se obtiene a partir de la resistencia de cono dividiendo por el factor α, que depende del tipo de terreno, su resistencia y el tipo de pilote:

$$f_s = \frac{q_T}{\alpha}$$

En la **tabla 1** se recogen los valores de α, así como el valor de f_s máximo recomendado para cada tipo de terreno.

Las resistencias por fuste que se obtienen son:

Nivel	Cohesivo		Granular	
q_T (t/m^2)	100	200	500	1.000
α	30	40	180	180
q_T/α (t / m²)	3	5	2,7	6
$f_{s\,max}$ (t/m^2)	1,5	3,5	3,5	8
f_s (t/m^2)	1,5	3,5	2,7	6

A cada profundidad del acuitardo se va a considerar el valor medio de las resistencias por fuste para los subniveles granulares y cohesivos correspondientes.

Tableau IV Valeurs des coefficients K_c et α (d'après M. Bustamante et L. Gianeselli)

Nature du sol	q_c (kPa)	Facteur de portance k_p $q_p = K_c\, q_e$		Coefficient α $q_e = q_c / \alpha$				Valeur maximale*** de q_s (kPa)					
				Pieu foré		Pieu battu		Pieu foré		Pieu battu		Pieu injecté	
		Pieu foré	Pieu battu	Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle* et vase	0 à 2 000	0,4	0,5	30	30	30	30	15	15	15	15	35	
Argile moyennement consistante	2 000 à 5 000	0,35	0,45	40	80	40	80	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35	80	≥ 120
Argile raide à très raide	> 5 000	0,45	0,55	60	120	60	120	(80 35	(80) 35	(80) 35	35	80	≥ 200
Limon ou sable lâche	0 - 2 500	0,4	0,5	(60)** 120	150	(60) 80	(120) 160	35	35	35	35	80	
Sable moyennement compact	2 500 à 10 000	0,4	0,5	(100) 180	(200) 250	100	(200) 250	(120) 80	(80) 35	(120) 80	80	120	≥ 200
Sable compact à très compact	> 10 000	0,3	0,4	150	300 (200)	150	300 (200)	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120	150	≥ 200
Craie molle	≤ 5 000	0,2	0,3	100	120	100	120	35	35	35	35	80	
Craie altérée fragmentée	> 5 000	0,2	0,4	60	80	60	80	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120	150	≥ 200

* Il faut être extrêmement prudent pour la prise en compte du frottement latéral des argiles molles et des vases. En effet, le moindre tassement du sol, même sous son poids propre, peut entraîner une inversion du frottement qui se transforme en frottement négatif.
** Les valeurs entre parenthèses correspondent, pour les pieux forés, à une exécution soignée du pieu et une technologie de mise en œuvre susceptible de remanier au minimum le sol au contact du fût. Pour les pieux battus, par contre, elles correspondent à un tassement du sol sur le pieu après battage.
*** Pour les pieux forés Ø ≥ 1,50 m, les puits coulés à pleine fouille, les barrettes, il y a lieu de faire un abattement de 15 % sur ces valeurs en l'absence des résultats expérimentaux.

Tabla 1.

3.2.- RESISTENCIA POR PUNTA

Para determinar la resistencia por punta se debe ponderar la resistencia de cono en la potencia del bulbo de presiones de la misma. Para realizar la ponderación se ha empleado el método propuesto por Ruiter y Beringen, 1979, que es el adoptado en el eurocódigo 7 parte 3. Consideramos que este método es más representativo del comportamiento del pilote que el adoptado en la DTU 13.2.

La resistencia de cono se pondera a partir de 3 valores (ver **figura adjunta**):

$$q_{Tcálculo} = \frac{\frac{q_{T1} + q_{T2}}{2} + q_{T3}}{2}$$

donde:

q_{T1}: resistencia de cono media bajo la punta del pilote en un espesor comprendido entre 0,7 y 4 veces el diámetro.

q_{T2}: media de las mínimas resistencias de cono bajo la punta en igual espesor.

q_{T3}: media de las resistencias mínimas de cono sobre la punta en un espesor de 8 diámetros.

Por tanto, a partir del perfil medio de q_T propuesto y considerando la punta de las pantallas a cota –29, se obtiene:

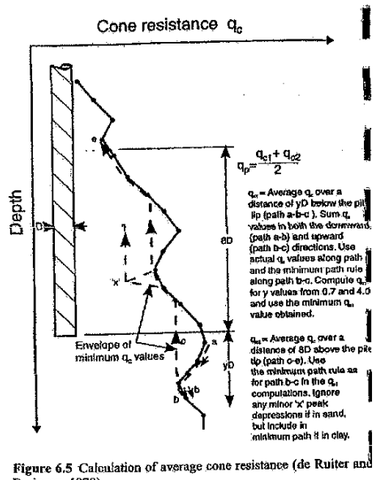


Figure 6.5 Calculation of average cone resistance (de Ruiter and Beringen, 1979).

$$q_{T1} = \frac{140 + 20}{2} = 80 \text{ kp/cm}^2$$

$$q_{T2} = q_{T3} = 20 \text{ kp/cm}^2$$

$$q_{Tcálculo} = \frac{\frac{80 + 20}{2} + 20}{2} = 35 \text{ kp/cm}^2$$

La resistencia por punta de un pilote de extracción será **(tabla 1)**

$$R_p = k_c \, q_{Tcálculo} = 0{,}4 \times 350 = 140 \text{ t/m}^2$$

En el cuadro siguiente se resumen las resistencias por punta y fuste últimas propuestas:

Cota	f_s (t/m^2)	R_p (t/m^2)
+1 a –12	6	
–12 a –17	2	
–17 a –23	3	
–23 a –29	4,8	140

A éstas se las afectará de los siguientes coeficientes de seguridad:

Resistencia por punta 3

Resistencia por fuste 2

4.- COMPROBACIÓN DE PANTALLAS

La cubierta en la zona del desdoble apoya tanto en pantallas perimetrales como en pantallas interiores. Estas últimas pueden tener geometrías diferentes.

En esta zona la coronación de las pantallas se sitúa a cota +1 y la máxima excavación alcanza la cota –9. El pie de las pantallas se ha considerado a la cota –29.

Pantallas perimetrales

En este caso se ha considerado la cara exterior de la pantalla en la altura de excavación:

$$Q_{pantalla} = \frac{R_p}{3} A_p + \Sigma \frac{f_{si}}{2} A_{si}$$

donde A_p = 1 m^2/ml

A_{si} = 1 m^2/ml cota +1 a –9

2 m^2/ml cota –9 a –29

Por tanto:

$$Q_{pantalla} = \frac{140}{3} + 2\left(\frac{6}{2} \times 3 + \frac{2}{2} \times 5 + \frac{3}{2} \times 6 + \frac{4{,}8}{2} \times 6\right) + \frac{6}{2} \times 10 = 46{,}6 + 2 \times 37{,}4 + 30 = 151 \text{ t/ml}$$

Pantalla central continua

Este caso es similar al anterior sin considerar la resistencia de la cara exterior de la pantalla en la altura de excavación:

$$Q_{pantalla} = 121 \text{ t/ml}$$

Pantalla central en cruz

Para poder disponer de mayor resistencia en el apoyo central, se ha considerado la posibilidad de realizar bataches en cruz, de manera que la longitud total de los bataches transversales es de 5 m.

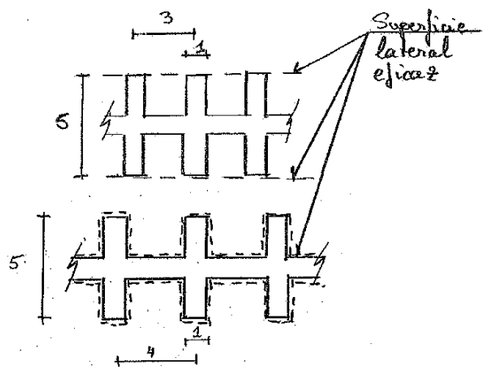
Para optimizar el resultado, la separación entre bataches perpendiculares debe ser tal que la resistencia por fuste se pueda movilizar a lo largo de todo el contorno de la estructura. Se considera que, para las dimensiones previstas, si la separación entre ejes es inferior a 3 m, la superficie eficaz es la correspondiente al perímetro exterior definido por los extremos de las pantallas transversales.. En cambio, para separaciones superiores a 3 m, la superficie eficaz corresponde al perímetro completo de las pantallas.

Por este motivo se ha comprobado una cruz formada por bataches perpendiculares de 5 m de longitud separados entre sí 4 metros entre ejes. En este caso:

$A_p = (4 + 4) \text{ x } 1 = 8 \text{ m}^2$

$A_f = 4 \text{ x } 2 + 4 \text{ x } 2 = 16 \text{ m}^2/\text{ml}$

$$N_{cruz} = \frac{140}{3} \text{ x } 8 + 16 \text{ x } 37{,}4 = 972 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad Q_{pantalla} = \frac{972}{4} = 243 \text{ t/ml}$$



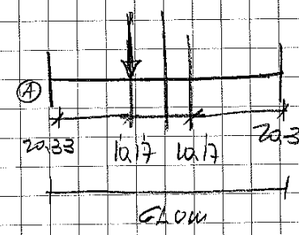
Resistencia por fuste. Superficie lateral eficaz

Can Tunis 14-Julio-05

Seguridad al vuelco:

La resultante está dentro del núcleo central

$M = N \cdot 10{,}17$



Tomando momentos en A $CSV = \dfrac{N \cdot 20{,}33}{N \cdot 10{,}17} = 2{,}00$

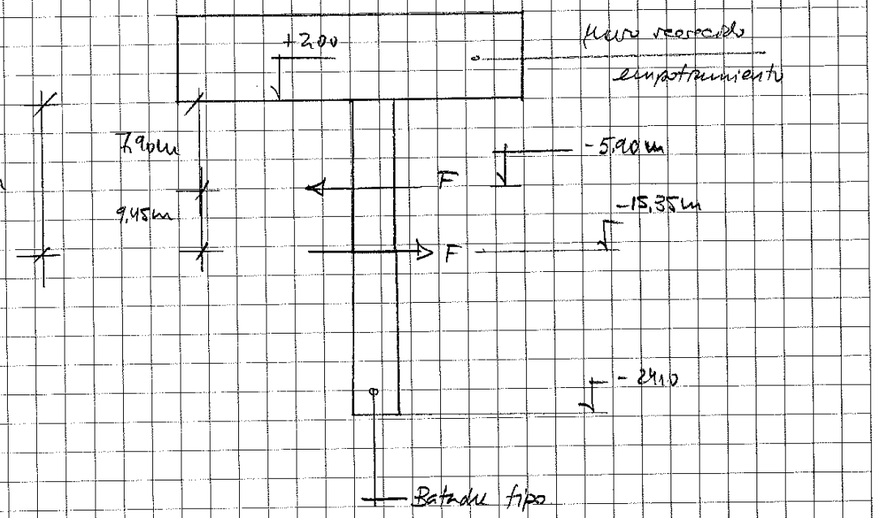
$CSV \geq 2{,}0$ OK!

La resultante está dentro del núcleo central

NOTE BOOK

VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

Batadus en su plano: → Mènsulas.



$M_{máx} = F \cdot 17{,}35 - F \cdot 7{,}90 = 9{,}45\ F$

$F = \frac{2217{,}5\ kN}{6\ m} = 363{,}52\ kN/m$

$m_{máx} = 9{,}45 \cdot 363{,}52\ kNm = 3435{,}3\ kN.m/m$

$m_{d\,máx} = 3435{,}3\ kN.m/m$

Batadus tipo: $l = 5{,}15m$

$M_d = 1769{,}2\ kN.m$



dimensionamiento con programa BASIC $h = 4{,}65m$; $b = 1{,}00$; $r = 0{,}30m$

$A_s \geq 98{,}8\ cm^2 \rightarrow$ 20 ϕ 25' → Excesivo. Ir a otros mecanismos resistentes alternativos (viga + adelantado)

Adherencia entre hormigones

→ β fctd

Rozamiento entre hormigones

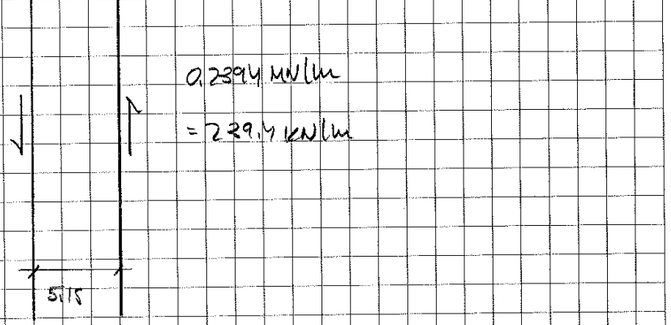
→ μ N ← Fuerza normal en la junta

β = 0,20 ← Junta de rugosidad baja

$f_{ctd} = \frac{1}{1{,}50} \cdot 0{,}21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = \frac{1}{1{,}50} \cdot 0{,}21 \cdot \sqrt[3]{75^2} = 1{,}197\ MPa$

→ $\beta \cdot f_{ctd} = 0{,}20 \cdot 1{,}197\ MPa = 0{,}2394\ MN/m^2$

↑ Resistencia última



Momento máximo producido: $m = 239{,}4\ kN/m \cdot 5{,}15m$

$= 1233\ kN.m/m$

$h = 24 + 2 = 26cm$ — Momento total en una pantalla de 5,15m

$M = 1233\ kN.m/m \cdot 26m = 32055{,}2\ kNm$

C_s = el doble del momento de solicitación

Adherencia entre hormigones: → βf_{ctd}

$$f_{ctd} = \frac{1}{1,50} \cdot 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} = \frac{1}{1,50} \cdot 0,21 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 1,197 \text{ MPa}$$

→ $\beta = 0,20$ ← Junta de rugosidad baja

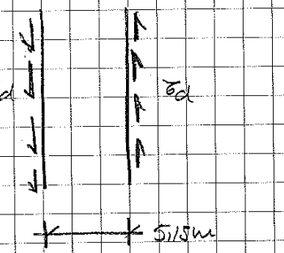
$\beta f_{ctd} = 0,20 \times 1,197 \text{ MPa} = 0,2394 \text{ MPa}$

Se aplica un coeficiente de seguridad adicional de 1,50

→ $(\beta f_{ctd})_d = \frac{1}{1,50} \cdot 0,2394 \text{ MPa} = 0,1596 \text{ MPa} = \tau_d$

$f_d = \tau_d \cdot b = 0,1596 \text{ MPa} \cdot 1,00 \text{ m} =$

$= 0,1596 \text{ MN/m}$



momento en la puntilla: $m = f_d \cdot L = 0,1596 \text{ MN/m} \cdot 5,15 \text{ m}$

$m = 0,822 \text{ MN m/m}$

$m = 822 \text{ KN·m/m}$

altura de puntillas en contacto: $h = 24 + 2 = 26 \text{ m}$

Momento total que puede aparecer:

$M = 822 \text{ KN·m/m} \cdot 26 \text{ m} = 21370,44 \text{ KN·m}$

$M_{UU} > M_d$ (22)

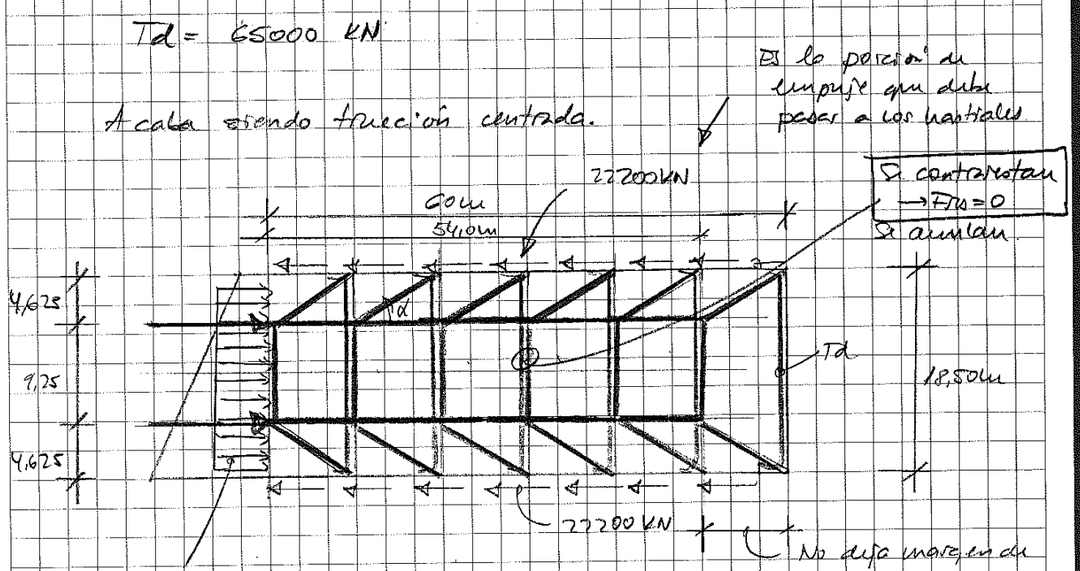
↑ de la adherencia

(20)

DIMENSIONAMIENTO LOSA:

$T_d = 65000 \text{ KN}$

A caba siendo fracción centrada.



$$q = \frac{2 \cdot 222000,0 \text{ KN}}{18,50 \text{ m}} = 24000 \text{ KN/m}$$

$\operatorname{tg}\alpha = 0,70 \rightarrow \frac{4,625}{\ell} = 0,70 \rightarrow \ell = 6,60 \text{ m}$

Se toma distribución como la mostrado en el diagrama anterior.

Toda la reacción se concentra en 54,0m

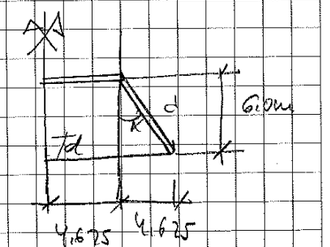
$R_{total} = 222000 \text{ KN}$ ← en 2 hastiales

$q = \frac{222000 \text{ KN}}{54 \text{ m}} = 4110 \text{ KN/m}$

en 6,0m → $F = 4110 \cdot 6 = 2460 \text{ KN}$

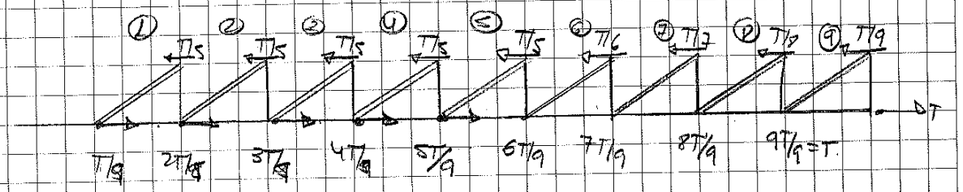
$\alpha = \operatorname{arctg} \frac{4,625}{6,00} = 37,62°$

$\operatorname{tg}\alpha = 0,77$

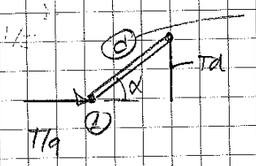


(14)

$\alpha = \arctg \frac{4,625}{6,00} = 37,63°$



En cada unión nudo:



$T/9 = 247,0\ KN$

$d \cos 37,63° = T/9 \rightarrow d = \frac{247,0\ KN}{\cos 37,63°}$

$d = 311,8\ KN$

$Td = d \operatorname{sen}\alpha = 311,8 \cdot \operatorname{sen} 37,63° =$

$Td = 190,4,2\ KN$

$Td = 1904,2\ KN / 6,0\ m$

$td = 317,37\ KN/m \rightarrow As \geq \frac{0,31737\ MN/m}{400\ MPa} = 7,93\ cm^2/m$

Se cubre sobradamente

Hay dispuestos como mínimo: $\phi 20$ a 0,10

($As = 31,42\ cm^2/m$)

$d \cos\alpha = 2460\ KN \rightarrow d = \frac{2460\ KN}{\cos\alpha} = \frac{2460\ KN}{\cos} = 3106,7\ KN$

$Td = d \operatorname{sen}\alpha = 3110\ KN \cdot \operatorname{sen} 37,63° = 1896,5\ KN$

Se reparten en 6,0 m $\rightarrow td = \frac{1896,5\ KN}{6,0\ m} = \underline{316,1\ KN/m}$

$As \geq 7,90\ cm^2/m$ + se cubre sobradamente con la cuantía mínima geométrica y la armadura de flexión

Obs: Dimensionamiento base en flexotracción.

Máxima flexión positiva (Ver páginas anteriores)

$\left\{ \begin{array}{l} Md^{=0} = 1430,5\ KN \cdot m/m \\ nd = 320\ KN/m \end{array} \right\} \rightarrow As \geq 52,66\ cm^2/m$

$h = 1,30\ m$
$r = 0,10\ m$
HA-25

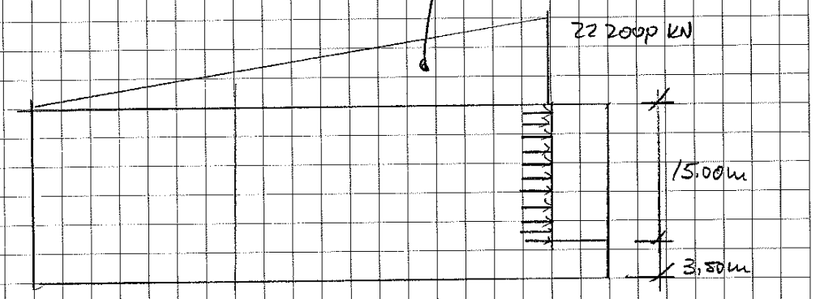
Hay dispuestos $\phi 32$ a 0,10

$As = 31,42\ cm^2/m$ ($\varepsilon = 3,9‰$ admisible).

↳ Se dispone en toda la longitud.

Tracciones longitudinales:

Ley de tracciones en la losa



F un propuesto momento flector, se desprecia su efecto.

$F = 272{,}00$ kN, $l = 61$ cm $\Rightarrow \frac{F}{l} = 363{,}93$ kN/cm

El eje del bimodo y el eje del muelle son prácticamente coincidentes

$\alpha = 14°$ entre ejes.

Fuerza que debe pasar por la losa: 44500 kN.

$Q = 44500$ kN, $e = 0{,}95$ cm, $l = 14{,}50$ cm $\Rightarrow$ $r = 3070$ kN/cm, $m = 2609{,}5$ kN·m/cm

con un nodo cada 0,50m → $K_i = 1535$ kN/cm, $M_i = 1305$ kN·m/cm

CONTROL DE REACCIONES

- Peso propio $R_{sup} = 39836$ kN ($CE = 30\%$)
  $A = 1190\,m^2$, $h = 1{,}30$ m $\Rightarrow V = 1547{,}0\,m^3$
  $g_z = V \cdot \gamma = 1547 \cdot 25 = 38675$ kN
- Mineado $F_x = 46050$ kN. → del lado seguro ($CE = 13{,}5\%$)

Simulación del contacto con el terreno

$K_6 = 2000$ T/m³ $= 20000$ kN/m³

$A = 0{,}50 \times 0{,}50 = 0{,}25\,m^2$ lado

$K_M = K_6 \cdot A = 0{,}75\,m^2 \cdot 20000$ kN/m³ $= 5000$ kN/cm

↳ Rigidez del muelle que simula el contacto con el terreno

CONEXIÓN LOSA - PANTALLAS

Muelles en sentido longitudinal.

$K_M = 100$ kN/cm

Can Tunis 14-Julio-05

ACCIONES:

- Peso propio
- Hincado → (Hay que introducir la totalidad de la reacción: 6500 KN)
- Rellenos de HºAº + peso capón (NO se consideran)

Se considera la actuación de g + Hincado

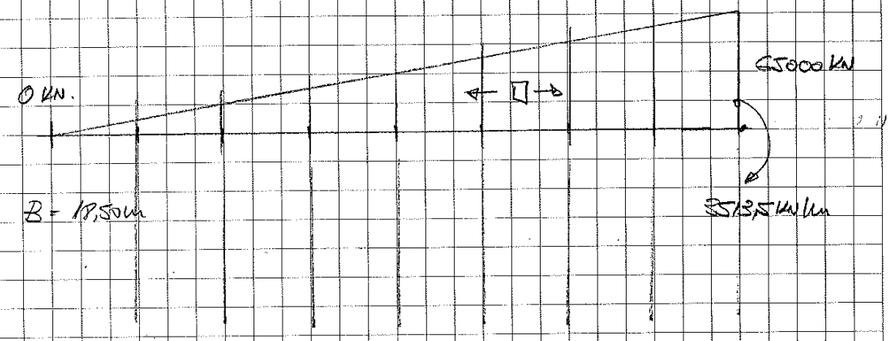
→ Todos los cuencos que tramos en contacto con el terreno están comprimidos → OK! (es del lado seguro cuando se tenga la reacción máxima de hincado se tendrán HºAº sobre la parte traccionada de la losa → capa que está comprimida)

Dimensionamiento a FLEXOTRACCIÓN

$M_d = 2550$ KN·m/m
$N_d = 4340$ KN/m

$A_s \geq 103{,}24$ cm²/m → 22 Φ25 p.m.
$A'_s = 0{,}0$ cm²/m

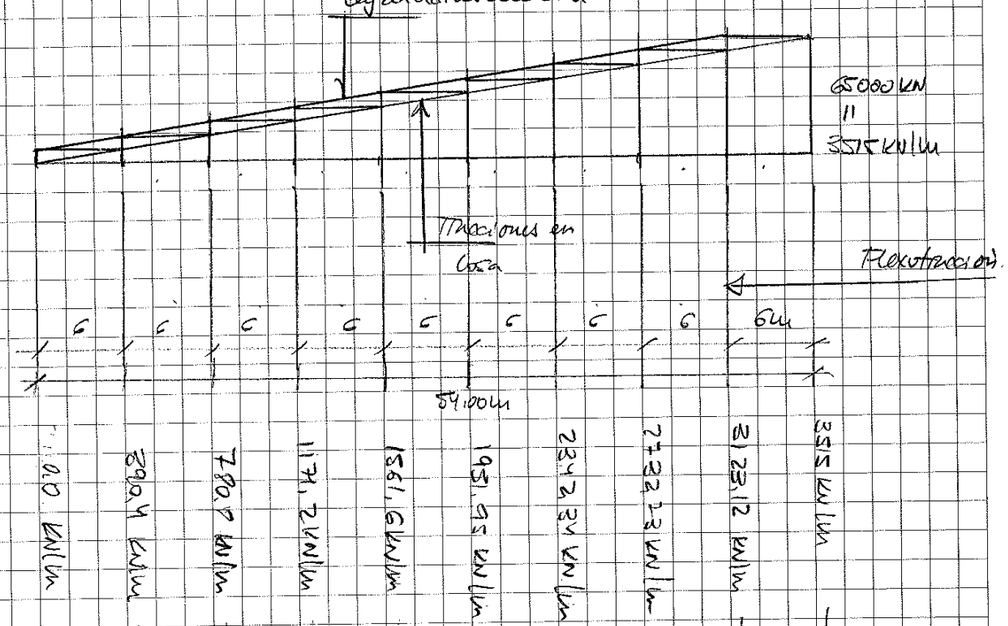
Cuando la reacción de tiro ya está centrada ($N_d = 0$)



NOTE BOOK

Can Tunis 15-Julio-05.

Por el modelo de transmisión de cargas de la losa a los pantallones, el 70% de la armadura necesaria debe decalarse 6,0 m



Peso propio:	2515 KN/m	+	1054,5	=	4569,5 KN/m							
70% real:	7459,57 KN/m	+	913,38	=	8396,95 KN/m							
Total:	2186,19 KN/m	+	220,13	=	2406,25 KN/m							
	1918,91 KN/m	+	742,06	=	2660,97 KN/m							
	1639,64 KN/m	+	552,82	=	2273,47 KN/m							
	1366,37 KN/m	+	460,67	=	1827,04 KN/m							
	1092,1 KN/m	+	381,5	=	1473,6 KN/m							
	819,12 KN/m	+	234,93	=	1054,12 KN/m							
	546,55 KN/m	+	117,17	=	663,72 KN/m							
	273,27 KN/m	+	0,00	=	273,27 KN/m							

NOTE BOOK

Can Tunis 15-Julio-05

	Flotat:	A_s [cm²/m]				
①	4569,5 KN/m	114,24 cm²/m	= 2x	57,12 cm²/m	↑ Flexotracción.	
②	3396,83 KN/m	84,95 cm²/m	= 2x	42,47 cm²/m	→ 9 Φ25 pmd	
③	3006,36 KN/m	75,16 cm²/m	= 2x	37,59 cm²/m	→ 8 Φ25 pmd	
④	2615,91 KN/m	65,42 cm²/m	= 2x	32,71 cm²/m	→ 7 Φ25 pmd	10 Φ25 pmd
⑤	2225,47 KN/m	55,65 cm²/m	= 2x	27,88 cm²/m	→ 6 Φ25 pmd	
⑥	1835,04 KN/m	45,89 cm²/m	= 2x	22,95 cm²/m	→ 5 Φ25 pmd	
⑦	1444,6 KN/m	36,13 cm²/m	= 2x	18,06 cm²/m	→ 4 Φ25 pmd	5 Φ25 pmd
⑧	1054,15 KN/m	26,36 cm²/m	= 2x	13,18 cm²/m	→ 5 Φ20	
⑨	663,72 KN/m	16,59 cm²/m	= 2x	8,30 cm²/m	↓ Cuantía mínima.	
⑩	273,27 KN/m	6,83 cm²/m	= 2x	3,42 cm²/m		

↑ En cada cara

Cuantía mínima geométrica: $\rho = 1,8‰$

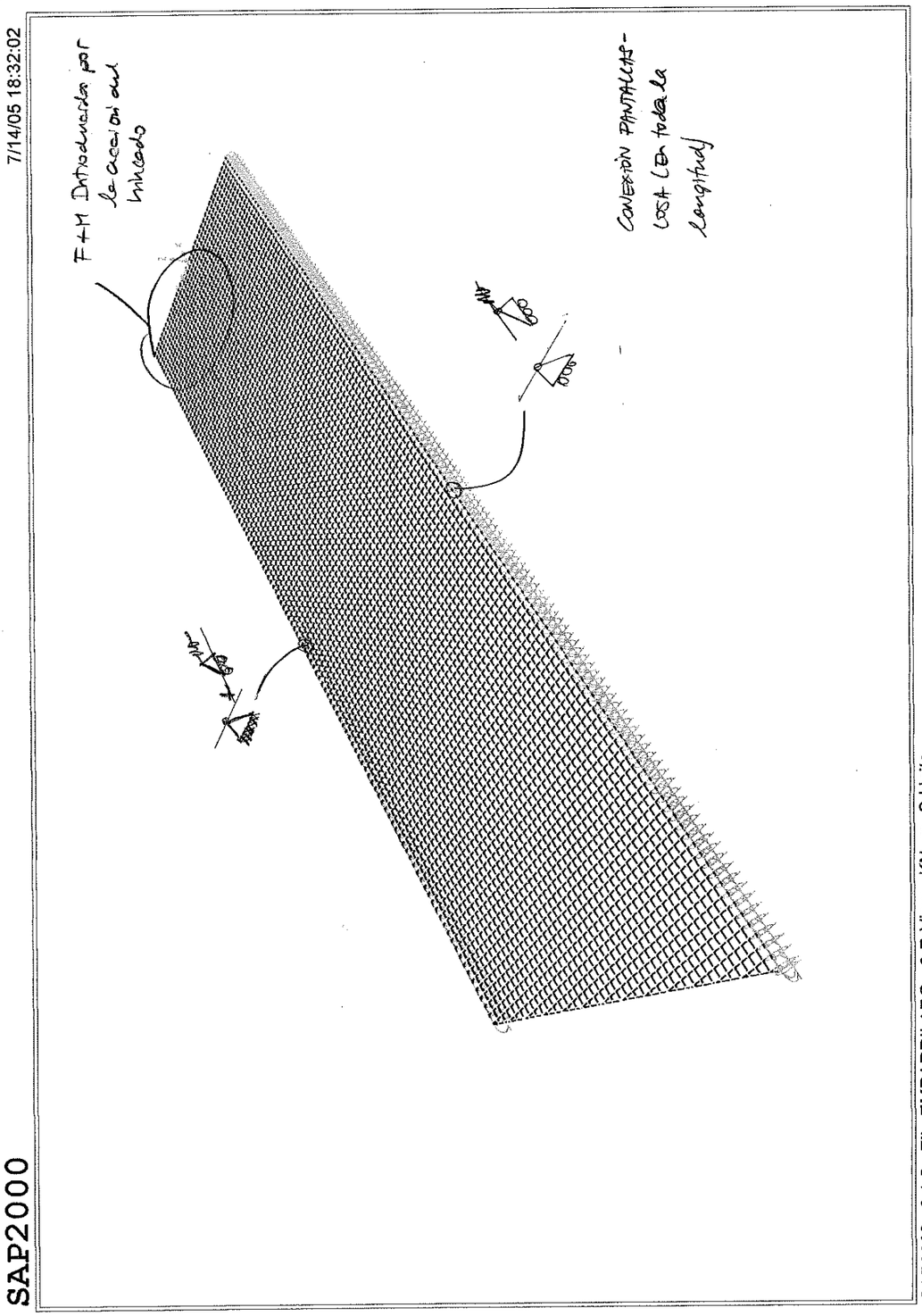
$A_c = 1,30 cm^2/m$

$A_s \geq 1,30 m^2/m \cdot \frac{1,8}{1000} = 23,4 cm^2/m \rightarrow 11,7 cm^2/m$ en cada cara.

como mínima.

(21)

NOTE BOOK



(22)

SAP2000 7/14/05 18:52:06

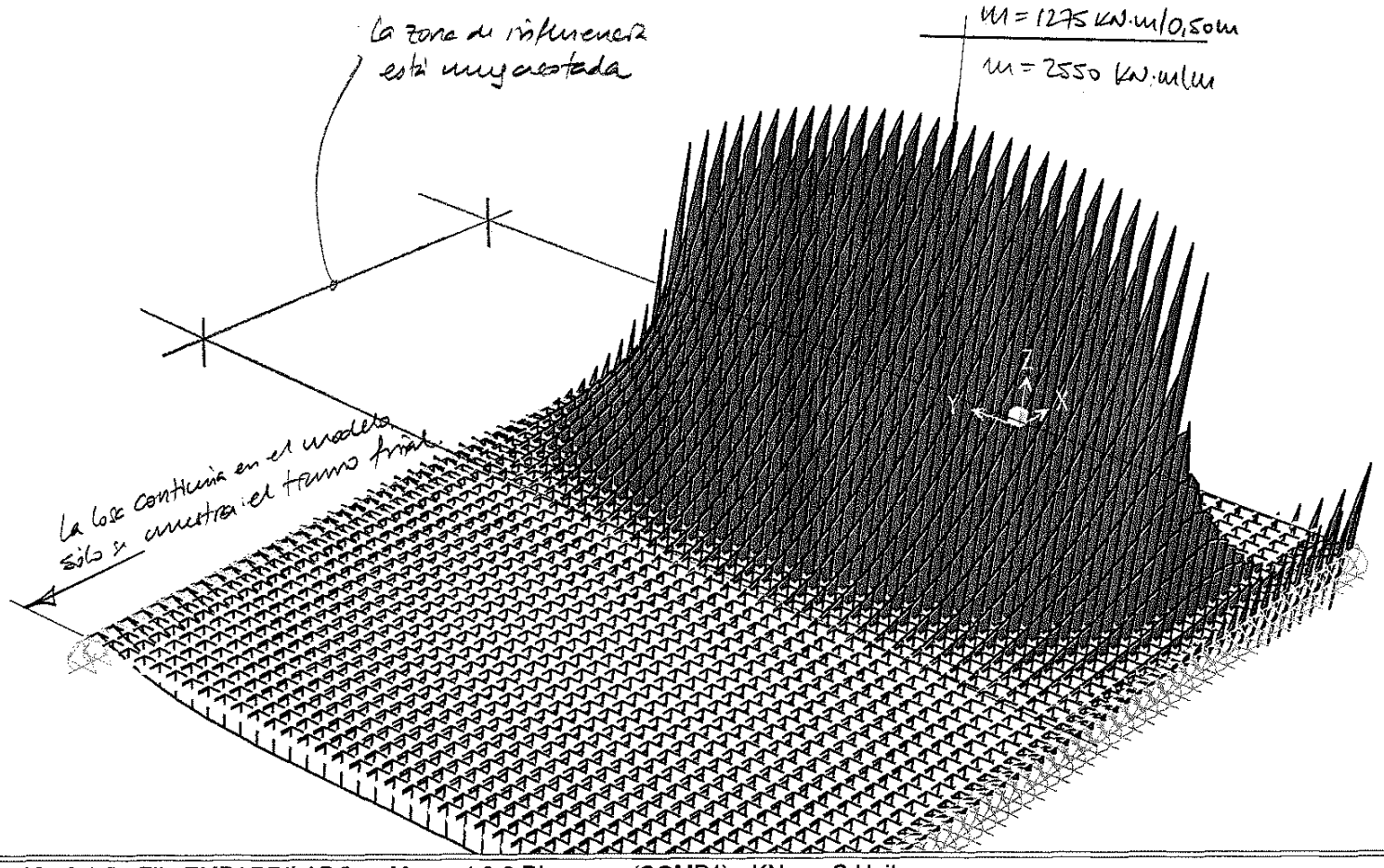
Ley de momentos flectores en la losa debidos a la fuerza de hincado

M1 = 1275 KN·m/0,50m

M1 = 2550 KN·m/m

La zona de influencia está muy acotada

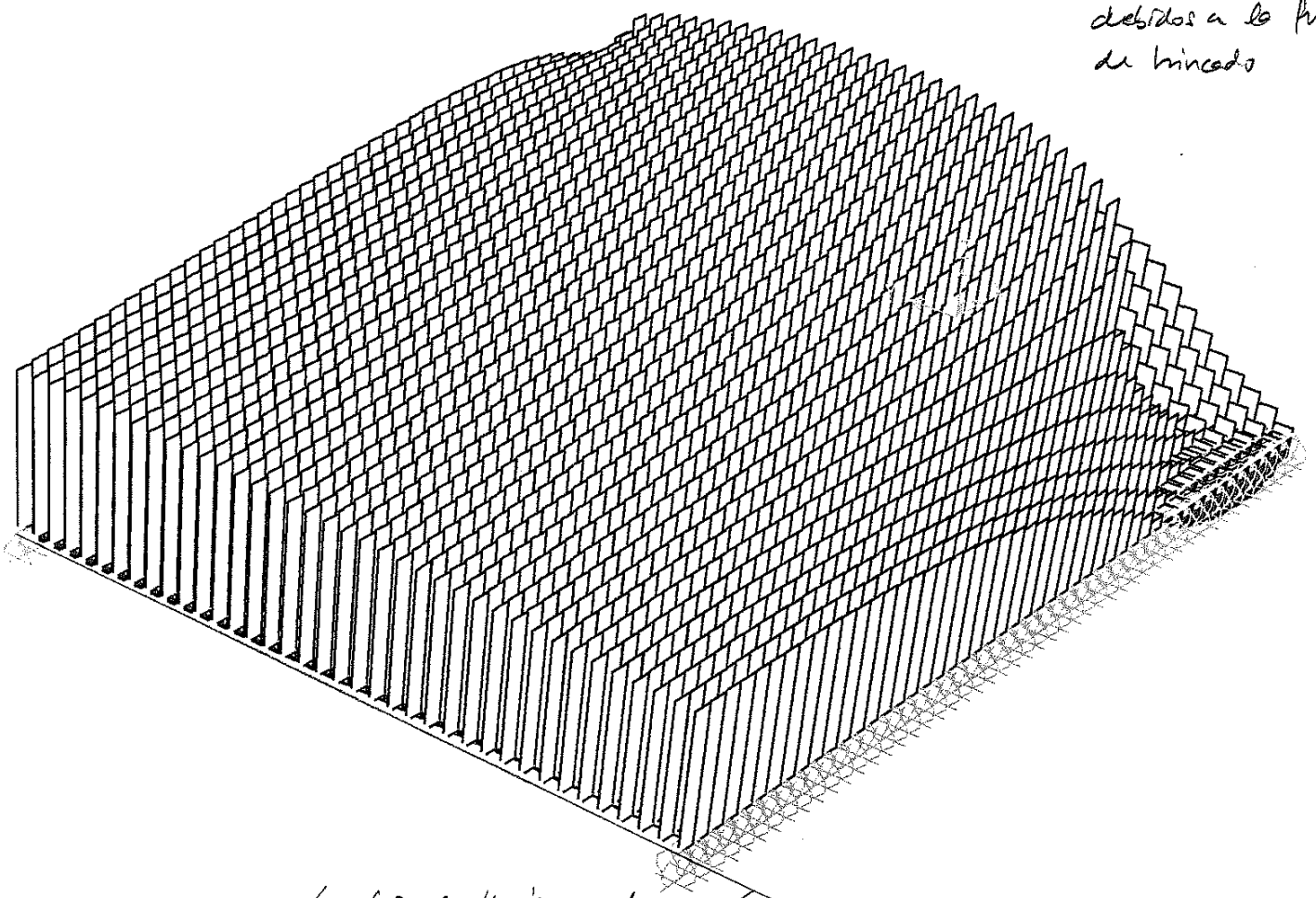
La losa continúa en el modelo. Sólo se ha mostrado el tramo final.



SAP2000 v8.1.5 - File:EMPARRILADO - Moment 3-3 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

SAP2000 7/14/05 18:59:31

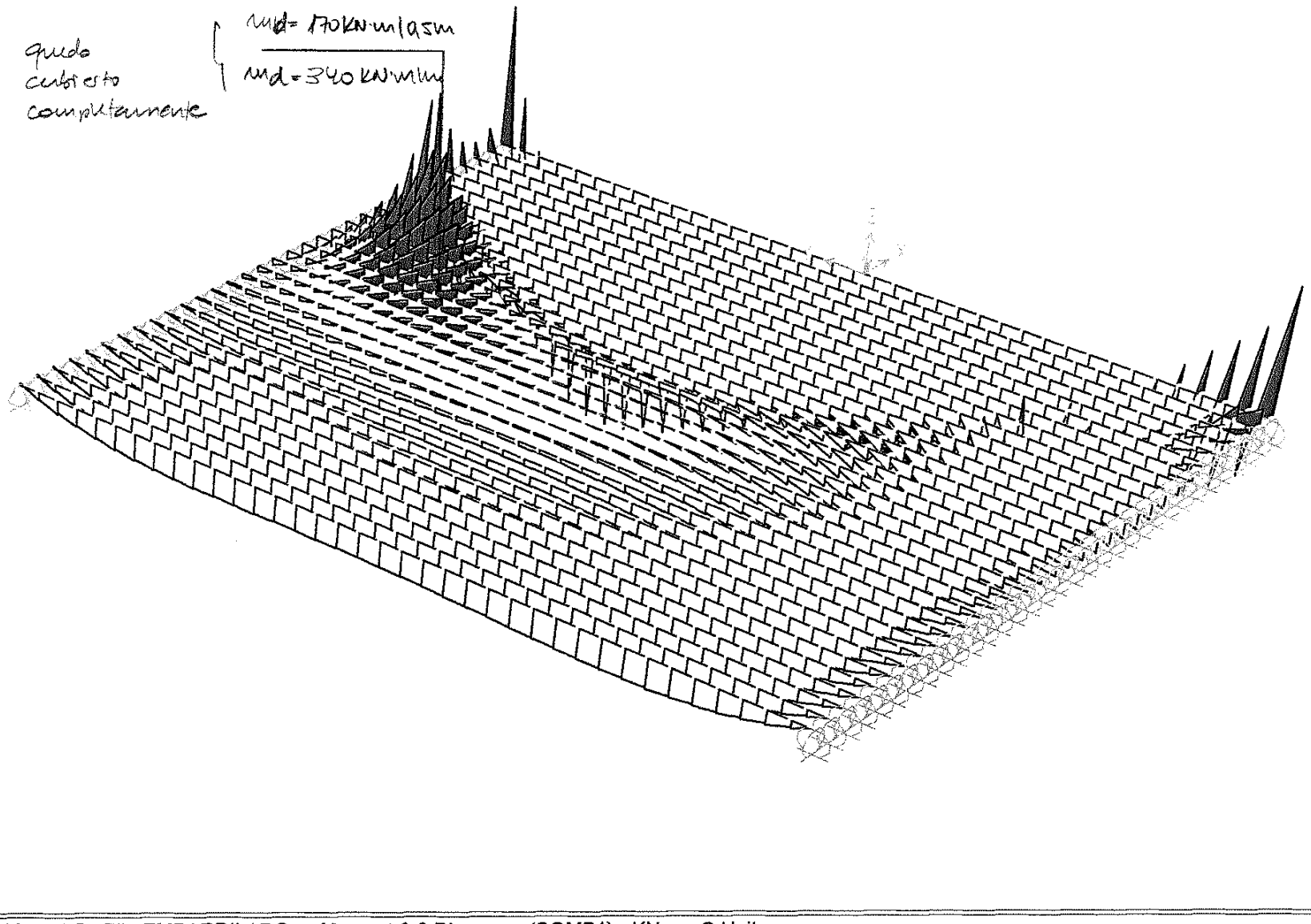
Ley de axiles en losa debidos a la fuerza de hincado



La losa continúa en el modelo. Sólo se ha mostrado el tramo final, donde hay influencia en la reacción.

SAP2000 v8.1.5 - File:EMPARRILADO - Axial Force Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

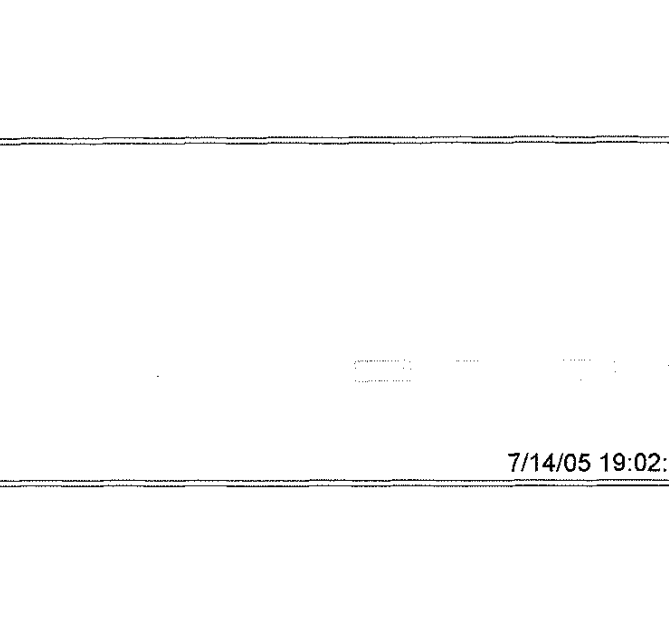
SAP2000 7/15/05 11:55:38



SAP2000 v8.1.5 - File:EMPARRILADO - Moment 3-3 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

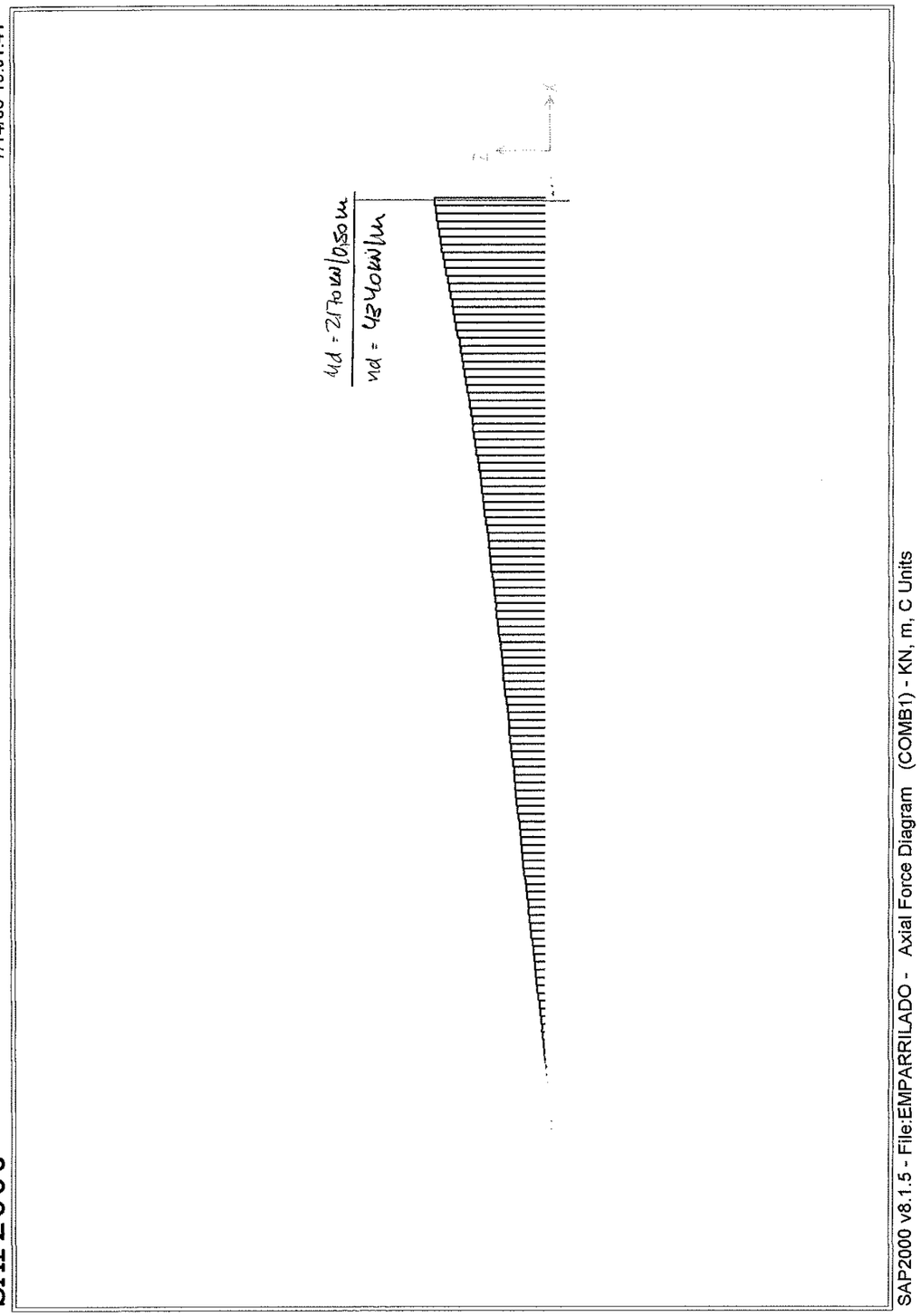
(24)

SAP2000 7/14/05 19:02:23



SAP2000 v8.1.5 - File:EMPARRILADO - Moment 3-3 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

(25)



(17)

Cam Nuris — 6 — 18-julio-05

CONEXIÓN CONTRABÓVEDA - PANTALLAS EN SERVICIO:

2 hipótesis: → Máximo cortante ascendente
→ Máximo cortante descendente

a) Máximo cortante ascendente:

acciones: - peso propio
- Sobrecarga máxima.

$V_d = 1.00\, g_1 + 1.50 \cdot pw = 1.00 \cdot 300.62\ kN/m + 1.50\,(809.37)\ kN/m$

$V_d = -913.44\ kN/m$

$\boxed{V_d = -915\ kN/m}$ ← Muy elevado → Ver más adelante

b) Máximo cortante descendente:

acciones: . peso propio
. Cargas permanentes
. Tráfico
. Sobrepresión

Obs: del lado seguro se considera solo la actuación de una sobrepresión igual a la mitad de la máxima → V_d:

$V_d = 1.35\, g_1 + 1.35\, g_2 + 1.50\,(\text{Tráfico}) + 1.00 \cdot \text{Sobrepresión}$

$V_d = 1.35 \cdot 97.77 + 1.35 \cdot 739.70 + 1.50 \cdot 167.80 + 1.00\left(\tfrac{1}{2}\, 260.54\right)$

$\boxed{V_d = 577.02\ kN/m}$

(1)

NOTE BOOK

CONEXIÓN CONTRAFUERZA - PANTALLAS EN SERVICIO:

3 2 hipótesis: → Máximo cortante ascendente
— Máximo cortante descendente

a) Máximo cortante ascendente

acciones: - peso propio
- peso relleno de hormigón sobre
- Subpresión máxima

No se finaliza el acopio de agua hasta haber realizado el relleno de hormigón sobre

$$Vd = 1{,}00\,(G_1 + g_{r.\,relleno}) + 1{,}50\,(pw) = \boxed{379{,}25\ kN/m}$$

b) Máximo cortante descendente.

acciones: - peso propio
- Carga permanente
- Tráfico
- Subpresión

Obs: Los dos seguro en conocer la actuación de una subpresión igual a la unitad de la subpresión máxima

$$Vd = 1{,}35\,(g_1 + g_2) + 1{,}50\,(Tráfico) + 1{,}00\,(0{,}5 \times Subpresión)$$

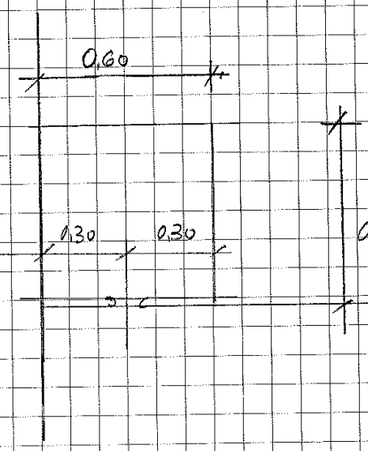
$$Vd = 1{,}35\,(16{,}72 + 239{,}70) + 1{,}50\,(167{,}60) + 1{,}00\left(\tfrac{1}{2}(-260{,}54)\right) =$$

$$= \boxed{575{,}01\ kN/m}$$

(1)

NOTE BOOK

APOYO EN MÉNSULAS CORTAS:



espacio mínimo entre cajetín y hastial del recinto: 0.80m
↓
Se diseña ménsula corta de 0.60m.

Rd = 580 kN/m

"Hormigón Armado"
P. Jiménez Montoya, ...
↓
Dimensionamiento como ménsula corta (Método ACI)

1) Armadura de flexión:

Rd = 580 kN/m

$M_{nd} = R_d \cdot e = 580\ kN/m \cdot 0{,}30m = 174\ kN \cdot m/m$

h = 0.60m; d = 0.55m; $z = 0{,}80d = 0{,}80 \cdot 0{,}55 = 0{,}44m$

$$T_d \geq \frac{M_{nd}}{z} = \frac{0{,}175\ MN \cdot m/m}{0{,}44m} = 0{,}397\ MN/m$$

$$A_s \geq T_d / f_{yd} = \frac{0{,}3977\ MN/m}{400\ MPa} = 9{,}95\ cm^2/m$$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tracción:

$$A_s \geq 0{,}04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 0{,}60 \cdot \frac{25/1{,}50}{400\ MPa} = 10\ cm^2/m$$

OK!

(2)

NOTE BOOK

1) Armadura de rasante: A_0

$$A_0 \geq \frac{Frd}{\mu \cdot fyd} = \frac{0.580\ MN/m}{1.0 \cdot 400\ MPa} = 14.50\ cm^2/m$$

↑ Hormigonado sobre pantalla endurecida con rugosidad alta

Condición: Aplastamiento del hormigón:

$$\sigma_d = \frac{Frd}{b \cdot d} \leq 0.25\ fcd = 0.75\ \frac{25}{1.5} = 4.17\ MPa$$

$$\sigma_d = \frac{0.580\ MN/m}{1.00 \cdot 0.55\ m} = 1.05\ MPa\ (< 0.75\ fcd) \leftarrow \text{OK!}$$

Dimensionamiento:

$A_h = A_0 + A_h = 14.50\ cm^2/m$

$A_t = 1.50 \cdot A_f + A_h = 1.50 \cdot 10 = 15\ cm^2/m$

resulta $A_t > A_h \Rightarrow$

$A_1 = A_f = 10\ cm^2/m \leftarrow$ Armadura ppal

$A_2 = \frac{1}{2} \cdot 10 = 5.0\ cm^2/m \leftarrow$ Armadura secundaria

Por economía de taladros se dispone toda la armadura junta $A_1 = 15\ cm^2/m \leftarrow$ Se cubre con $\phi 25$ a 0,30m ó $\phi 20$ a 0,20m

NOTE BOOK

Longitud de anclaje de $\phi 25$

$l_{b,neta} = 1.4 \cdot 45.25^2 = 131,25\ cm$

reducción por rotilla: $l_b = 0.70 \cdot 131,25 = 91,9\ cm$.

→ Se aumenta un poco el canto de la viga junto con

En sentido contrario:

1) Armadura de flexión:

$rd = 380\ kN/m$

$md = rd \cdot e = 380\ kN/m \cdot 0,30m = 114\ kN \cdot m/m$

$h = 0,60m$; $d = 0,55m$; $z = 0,80d = 0,44m$

$$Td \geq \frac{md}{z} = \frac{0,114\ MN \cdot m/m}{0,44m} = 0,259\ MN/m$$

$$A_s \geq \frac{Td}{fsd} = \frac{0,259\ MN/m}{400\ MPa} = 6,477\ cm^2/m$$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$$A_s \geq 0,04 \cdot Ac \cdot \frac{fct}{fyd} = 0,04 \cdot 0,80 \cdot \frac{25/1,50}{400} = 13,33\ cm^2/m$$

1) Armadura de rasante: A_0

$$A_0 \geq \frac{Frd}{\mu \cdot fyd} = \frac{0,38\ MN/m}{1.00 \cdot 400\ MPa} = 9,50\ cm^2/m$$

Limitación por aplastamiento del hormigón

$\sigma_{cd} < 0,25 \cdot fcd \leftarrow$ OK! Ya se amplía antes

NOTE BOOK

Dimensionamiento:

$A_{cs} = A_0 + A_M = 9{,}50\ cm^2/m$

$A_0 = 4{,}50 \cdot A_1 = 4{,}50 \cdot 6{,}48\ cm^2/m = 9{,}72\ cm^2/m$

resulta que $A_0 > A_{cs}$

→ $A_1 = A_1 = 6{,}48\ cm^2/m$

→ $A_2 = \frac{1}{2}\ 6{,}48\ cm^2/m = 2{,}43\ cm^2/m$

Se dispone $\frac{1}{2}$ de la armadura como armadura principal

→ $A_1 = (6{,}48 + 2{,}43)\ cm^2/m = 8{,}91\ cm^2/m$

Además cumplimos la cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_1 \geq 13{,}33\ cm^2/m$ ← se cubre con ϕ 25 a 0,30, como en el extremo opuesto

CUELGUE DE LA REACCIÓN:

$R_d = 580\ kN/m$

$A_s \geq \frac{R_d}{f_{yd}} = \frac{580\ kN/m}{400\ MPa} = 14{,}5\ cm^2/m$

→ Se cubre con 2 ϕ 20 a 0,30 → 1 c ϕ20 a 0,30

$A_s = 20{,}95\ cm^2/m$ ← OK!

NOTE BOOK

TRAMO TIPO

L = 11,00m 7071 729,37 a 7071 761,45 m (L = 22,08m)

GEOMETRÍA:

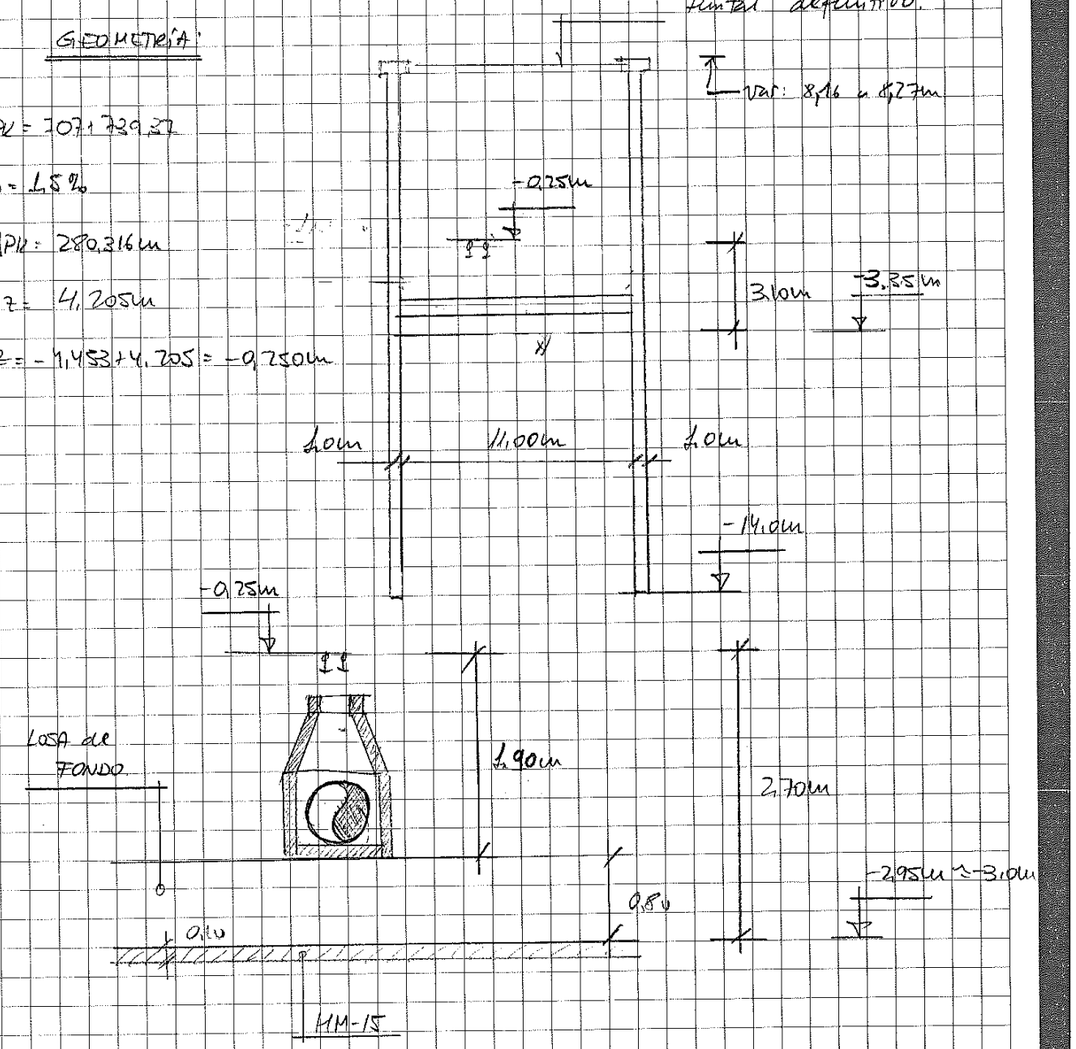
Pk = 7071 729,37

p = 15%

ΔPk = 280,316m

Δz = 4,205m

z = -1,453 + 4,205 = -0,750m



NOTE BOOK

ACCIONES

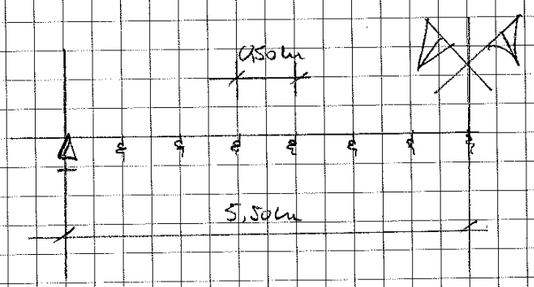
* Peso propio + carga permanente
* Axil transmitido por las pantallas (N=0 ver Nota de cálculo correspondiente)
* Cortante transmitido por las pantallas (descenso global de la estructura y reacción contra el terreno)
* Subpresión de agua (H_{max} = +2,0 − (−3,0) = 5,0m de altura de agua
* Tráfico sobre la losa

HIPÓTESIS de DIMENSIONAMIENTO:

a) Máximo momento flector negativo
b) Máximo momento flector positivo.

MODELO de CÁLCULO:

Simulación del contacto con el terreno:



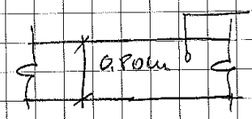
K_S = 2000 Tn/m³

$K_H = K_S \cdot A$ = 2000 Tn/m³ × 0,50 m = 10000 kN/m/m

K_H = 10 000 kN/m/m

NOTE BOOK

EFECTOS de 2º ORDEN:



$A = 0{,}80 m^2/m$

$I = \frac{1}{12} 0{,}80^3 = 0{,}0427 m^4/m$

$i = \sqrt{I/A} = 0{,}230 m$



Esbeltez mecánica:

$L = 11{,}0m$; $L_0 = \beta L = 1{,}00 \cdot 11{,}0 = 11{,}0m$

$\lambda = \frac{L_0}{i} = \frac{11{,}0m}{0{,}230m} = 47{,}83 \rightarrow$ como $35 < \lambda \leq 100$ puede usarse el método simplificado de EHE (Art 43º)

ACCIONES

* Peso propio. Generado automáticamente
* Cargas permanentes
  - Relleno de 1,20m de hormigón pobre: $g_{2,1} = 1{,}20 \times 23 = 27{,}6$ kN/m²
  - Balasto + vías e = 0,80m (γ = 18 kN/m³) $g_{2,2} = 12{,}6$ kN/m²

Total cargas permanentes: 40,20 kN/m² ≈ 40,50 kN/m²

* Tráfico:

q_{eq} = 30 kN/m² (Ver Nota de cálculo de la contraflecha del tramo de Pruebas)

Coeficiente de mayoración: α = 1,21

Coeficiente de amplificación dinámica ϕ = 1,40 (del lado seguro)

q = 30 × 1,21 × 1,40 = 50,82 kN/m² ≈ 50 kN/m²

NOTE BOOK

* Cortante transmitido por las pantallas (descenso global de la estructura)

Del lado seguro se aplica el mismo descenso global que en el frente de Pruebas (Ver Nota de cálculo correspondiente)

$\bar{\delta} = 6{,}10 \cdot 10^{-4}$ m

* Subpresión de agua.

Se dimensiona para una posible subida del NF hasta la cota $z = +2{,}00$m

Altura de agua sobre la contrabóveda $h = 5{,}00$m

$p_w = h \cdot \gamma = 5\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 = 50\ \text{kN/m}^2$

→ ARCHIVO SAP: LOSA CH. SDB (En CONTRABÓVEDA III)

NOTE BOOK

CONTROL de REACCIONES:

• Peso propio g_1: $V = 0{,}80 * 11{,}0\text{m} = 8{,}8\text{m}^3/\text{m}$

$g_1 = V \cdot \gamma = 8{,}8\text{m}^3/\text{m} \cdot 25\ \text{kN/m}^3 = 220\ \text{kN/m}$

$R_{g_1,SAP} = 220\ \text{kN/m}$ OK!

• Cargas permanentes: $g_2 = 45{,}0\ \text{kN/m}^2$

$R_{g_2} = 45{,}0 \cdot 11\text{m} = 495\ \text{kN/m}$

$R_{g_2,SAP} = 495\ \text{kN/m}$ OK!

• Tráfico $q = 50\ \text{kN/m}^2$, $l = 5{,}5$m → $R_q = 275\ \text{kN/m}$ OK!

$R_{q,SAP} = 275\ \text{kN/m}$ ← Tráfico derecho y tráfico izquierdo.

• Cortante transmitido por las pantallas $R = 0\ \text{kN/m}$ OK!

• Subpresión en agua

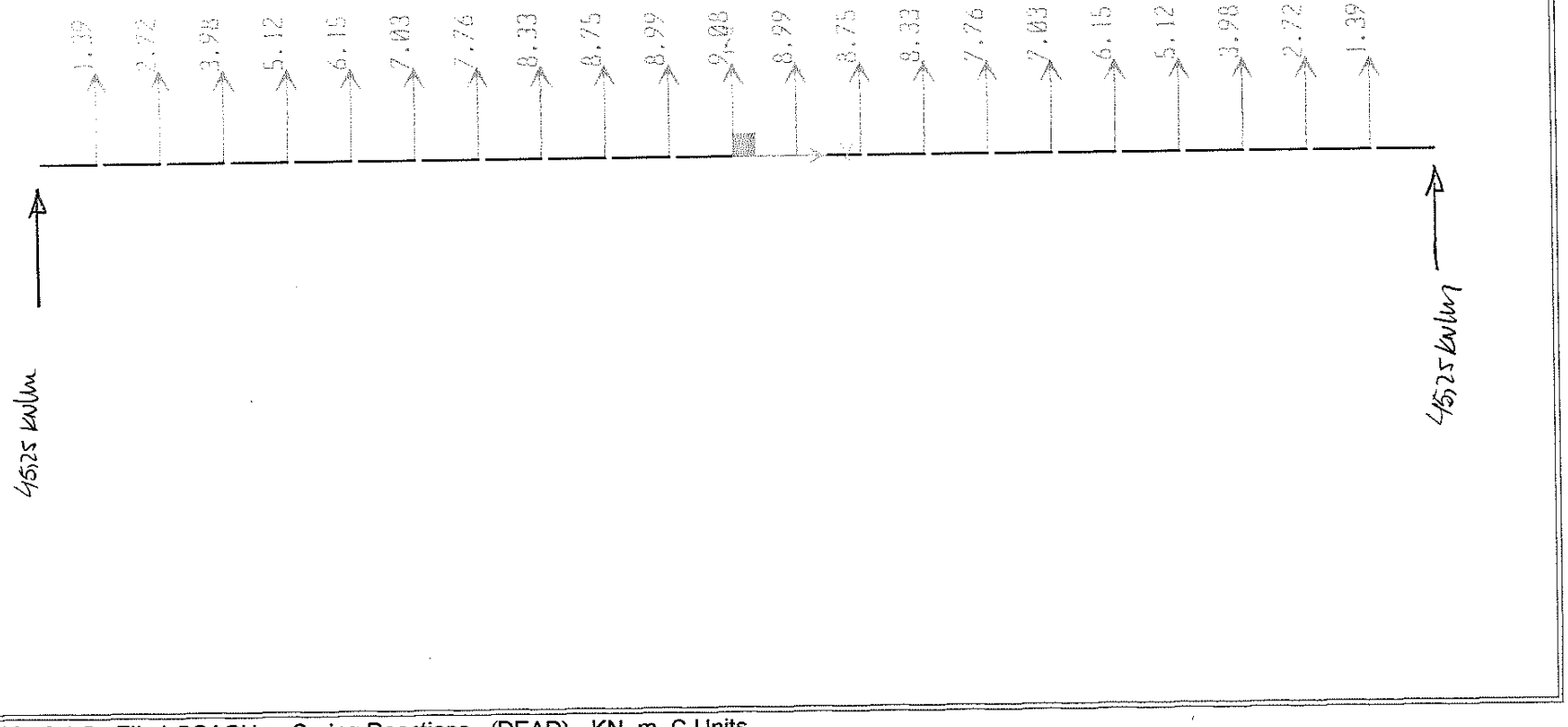
$p_w = 50\ \text{kN/m}^2$ $l = 11{,}0$m; $R_w = 50 \cdot 11 = 550\ \text{kN/m}$

$R_{w,SAP} = -550\ \text{kN/m}$ OK!

NOTE BOOK

SAP2000

7/18/05 19:47:56

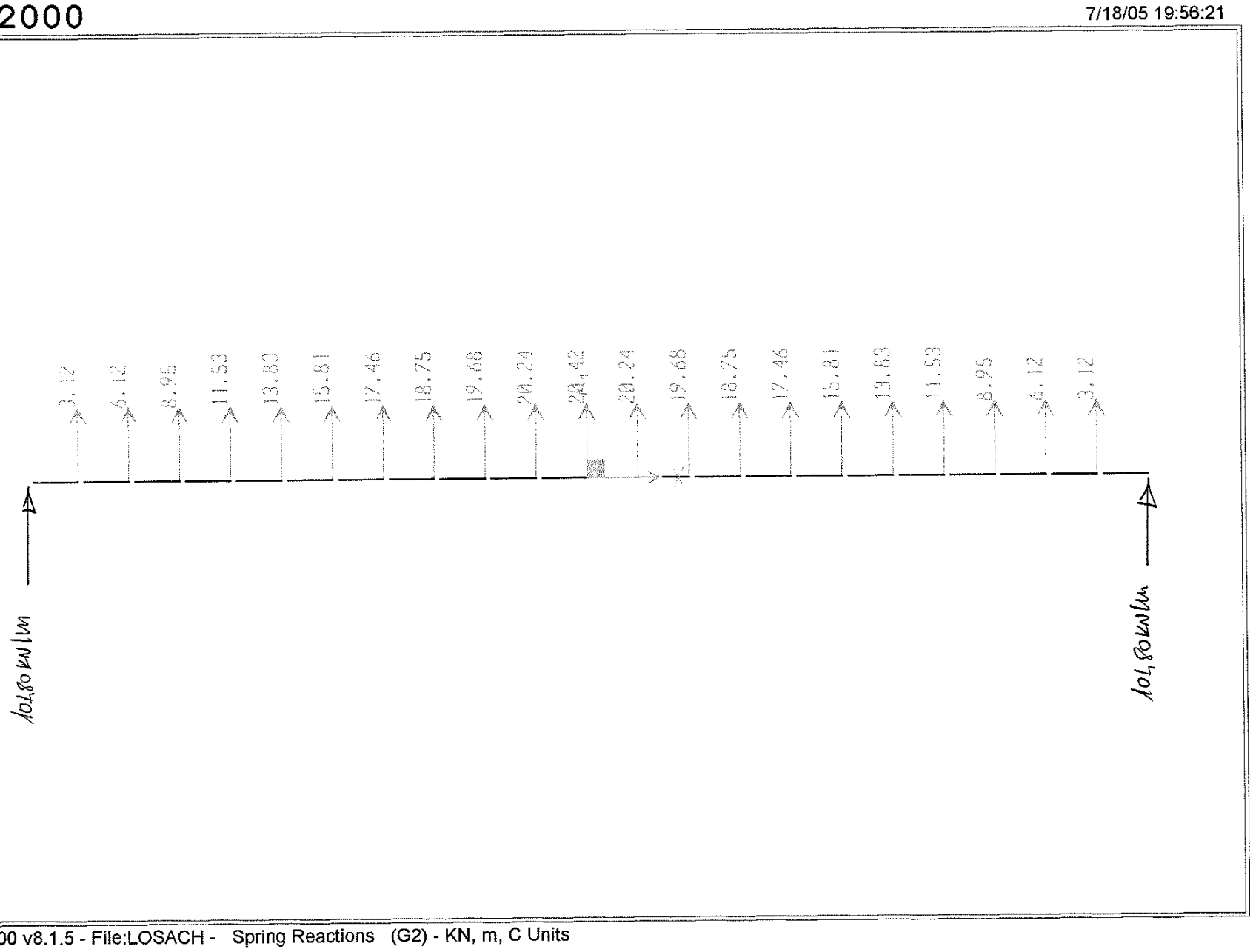


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Spring Reactions (DEAD) - KN, m, C Units

G1

SAP2000

7/18/05 19:56:21

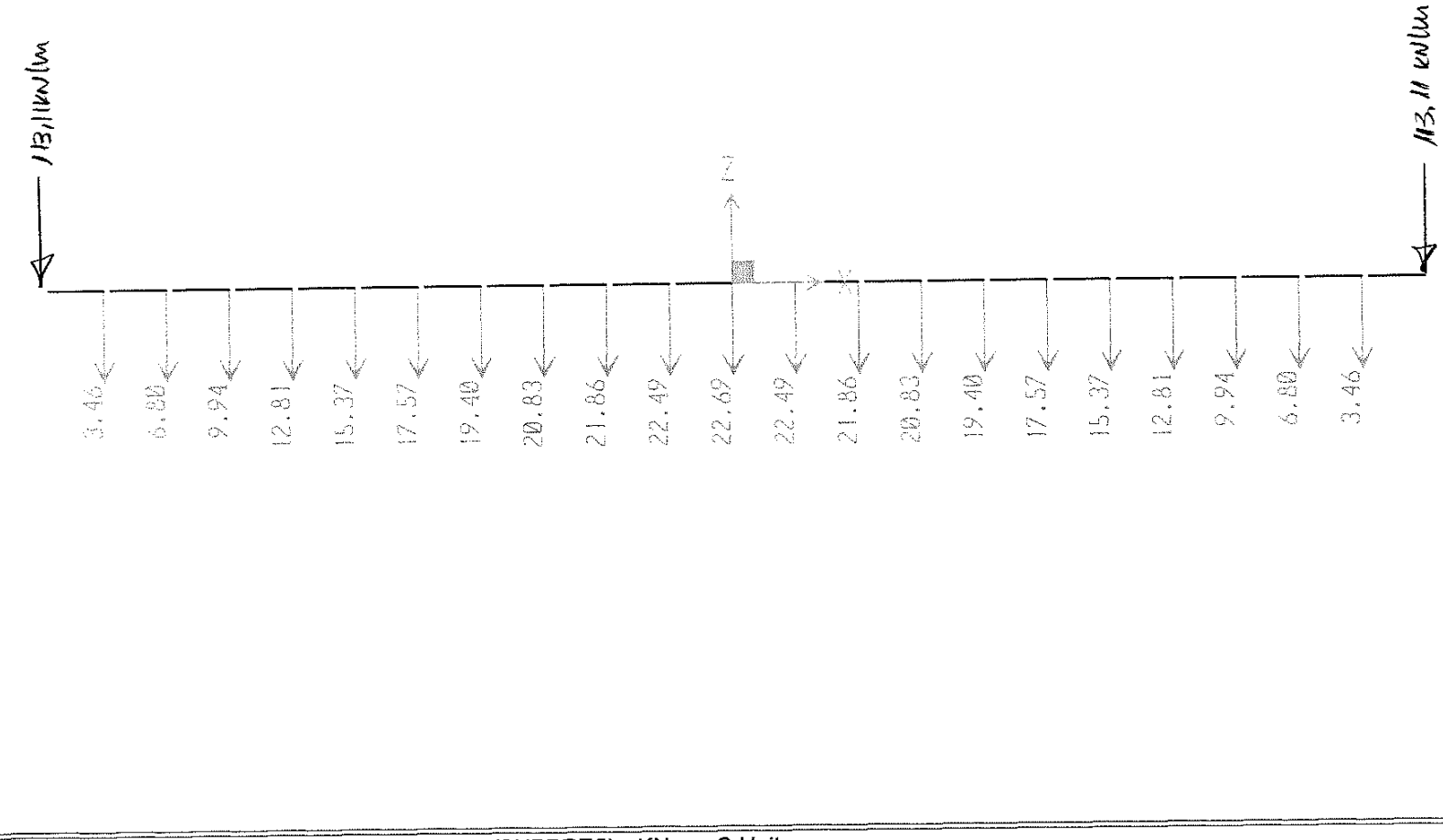


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Spring Reactions (G2) - KN, m, C Units

G2

SAP2000

7/18/05 19:48:27

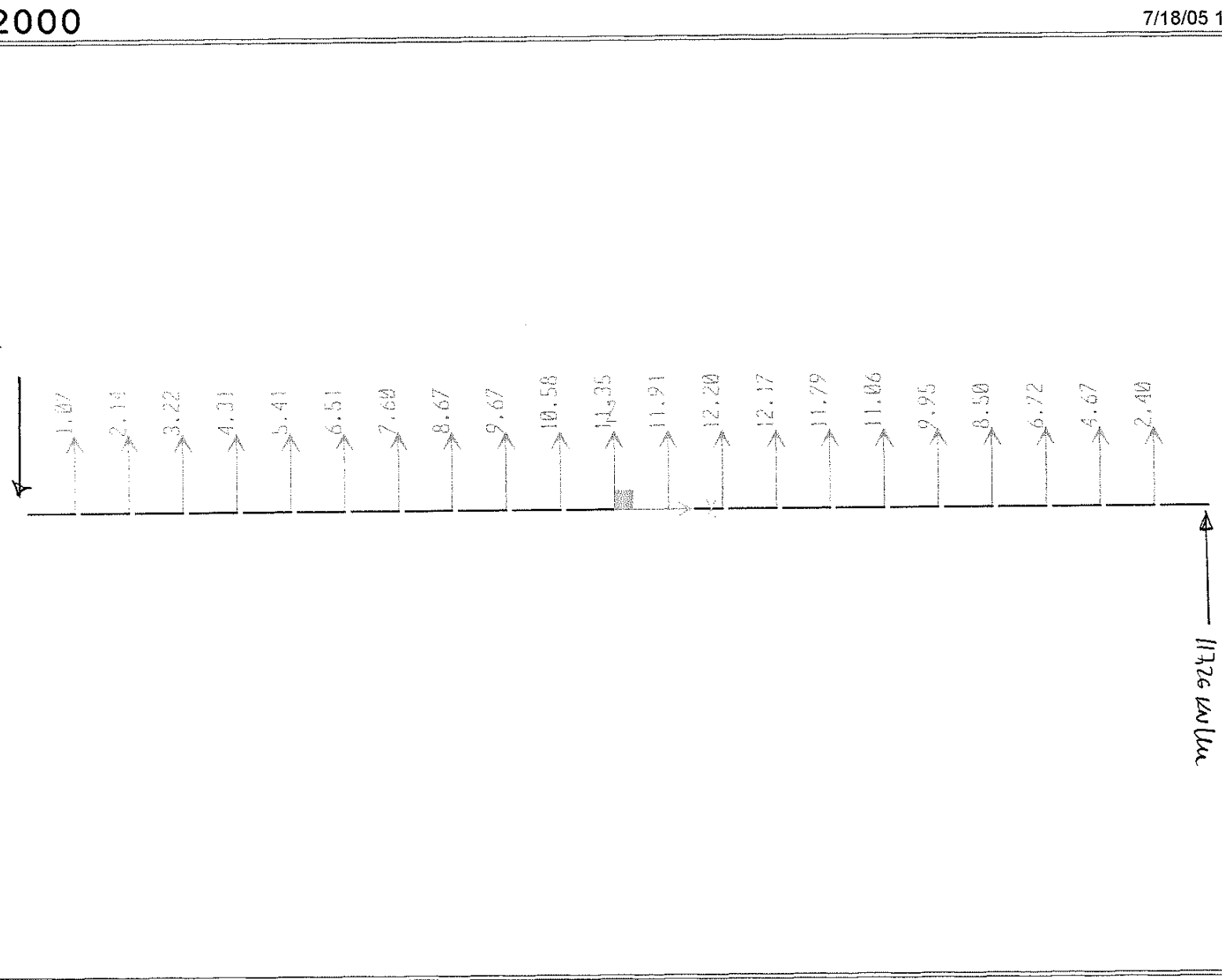


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Spring Reactions (SUBPRES) - KN, m, C Units

(8)

SAP2000

7/18/05 19:56:27

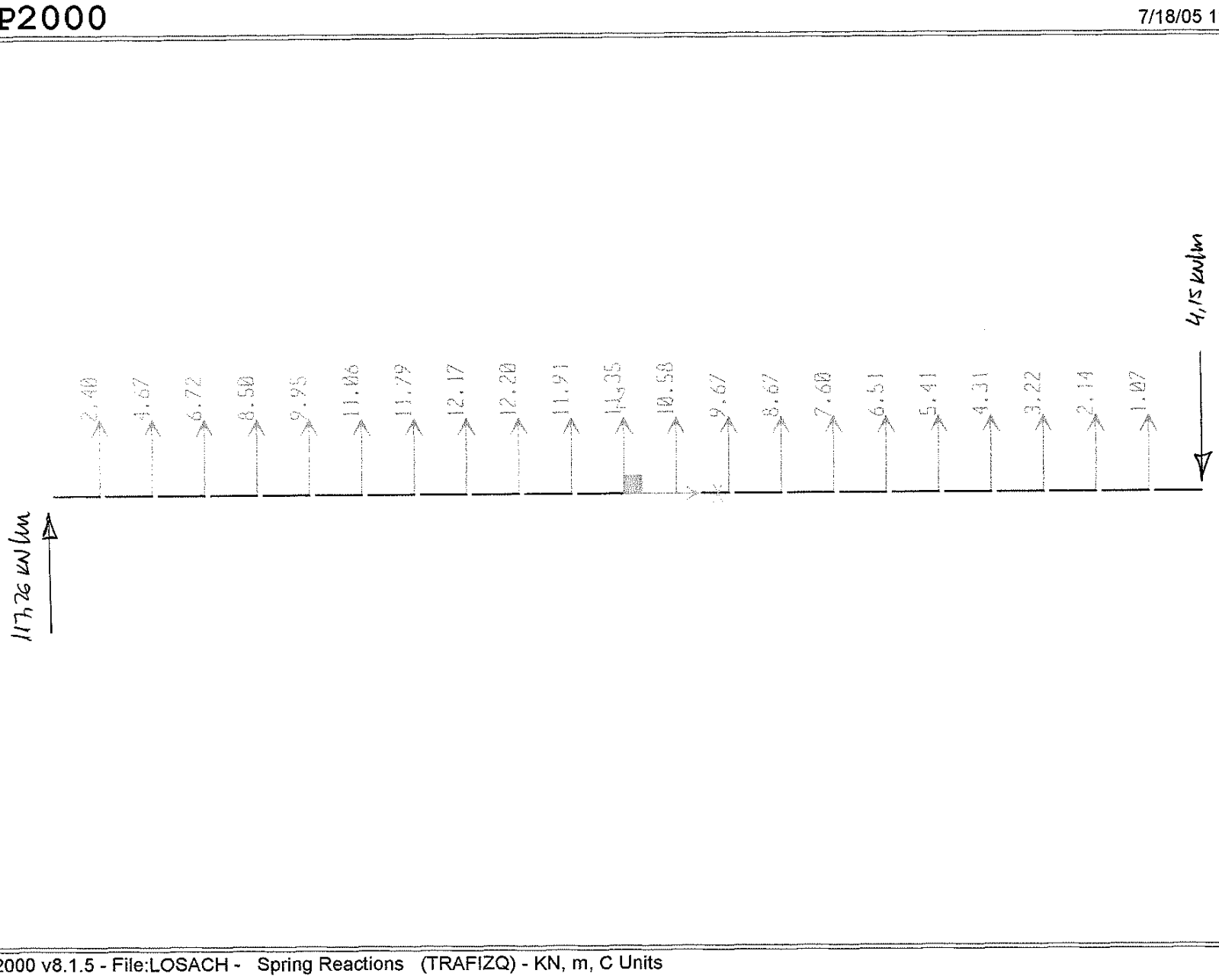


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Spring Reactions (TRAFDER) - KN, m, C Units

(7)

SAP2000

7/18/05 19:56:32

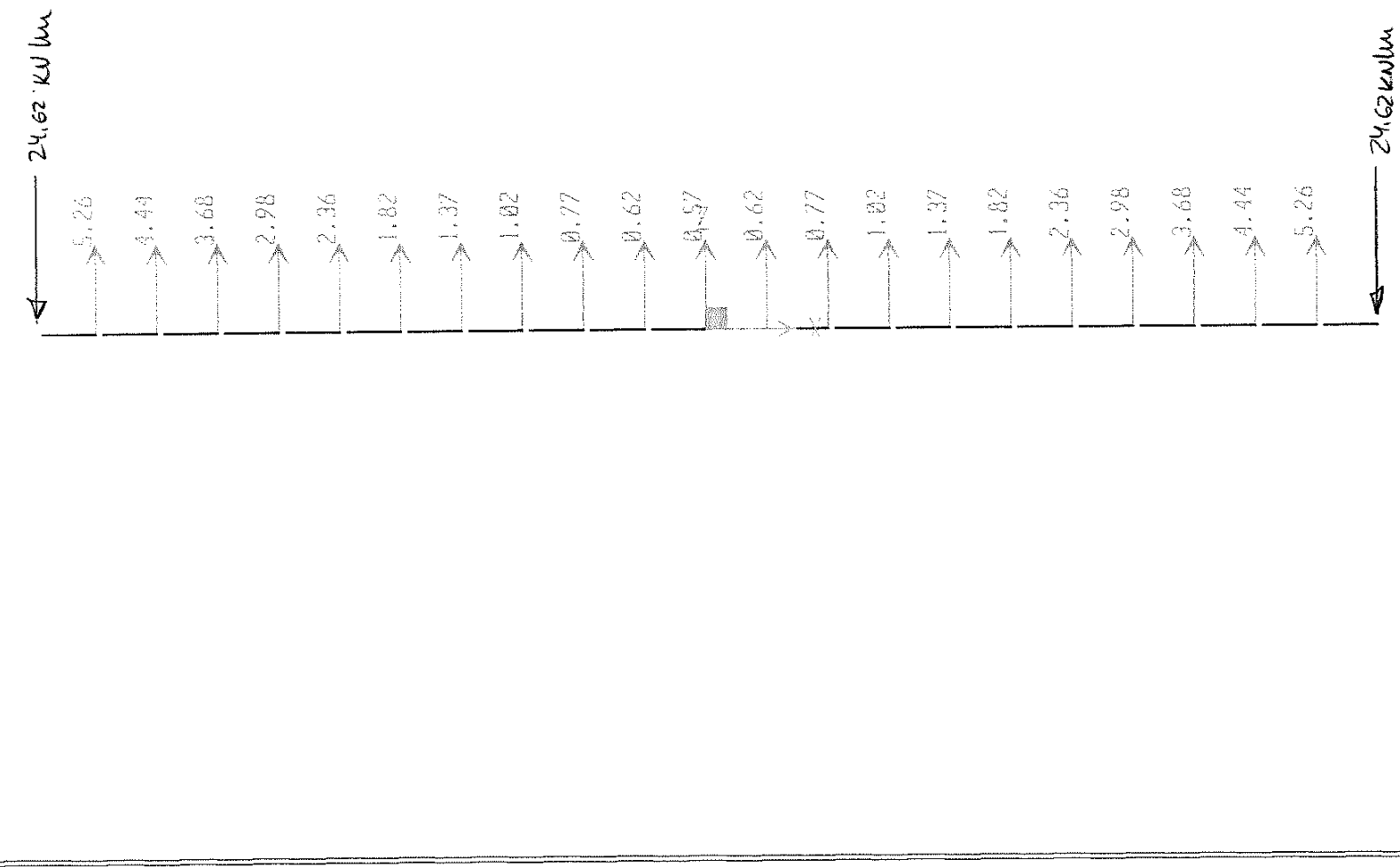


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Spring Reactions (TRAFIZQ) - KN, m, C Units

(I)

SAP2000

7/18/05 19:48:38



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Spring Reactions (DESCAP) - KN, m, C Units

(II)

DIMENSIONAMIENTO:

g) MÁXIMO FLECTOR NEGATIVO:

Acciones → peso propio
→ Subpresión
→ descenso global de la estructura

DETERMINACIÓN DEL ESQUEMA ESTÁTICO:

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que éste está totalmente traccionado, salvo un tramo muy pequeño en las proximidades del tastral → Modelo SAP. LOSACH1.SDB

Si retiran los muelles que simulan el contacto con el terreno.

Flexión: Cas: $N_{sd}=0$ → No hay efectos de 2º orden

COMB 1: $1{,}00\,g_k + 1{,}50 \cdot$ Subpresión

$M_{sd} = 1{,}00\,(302{,}50\,kN\cdot m/m) + 1{,}50\,(756{,}25) = 831{,}9\,kN\cdot m/m$

$M_d = 835\,kN\cdot m/m$

Dimensionamiento con programa BASIC: $h=0{,}80$; $r=0{,}10m$

$A_s \geq 30{,}83\,cm^2/m$ ← se cubre con 10 Φ20 p.m. OK!

Cas: $A_s = 24{,}42\,cm^2/m$

$M_u = 890{,}43\,kN\cdot m/m$ ($\zeta_{SA} = 4{,}066$ OK!)

$x = 0{,}17\,22d$ ← Fallo dúctil por el acero en tracción. (OK!)

NOTE BOOK

CORTANTES:

$V_d = 1{,}00\cdot g_k + 1{,}50\cdot$ Subpresión $= 1{,}00(-110) + 1{,}50(775)$.

$= 302{,}5\,kN/m$

$A_s = 15{,}71\,cm^2/m$ (← como armado Φ20 a c/20)

$h = 0{,}80m$; $r = 0{,}10m$

Dimensionamiento con programa BASIC:

$A_d \geq 4{,}86\,cm^2/m$

Cuantía mínima armadura de cortante

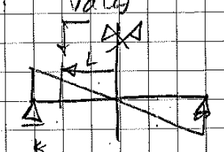
$A_d \geq 0{,}02 \cdot b_0 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}02 \cdot 1{,}00 \cdot \frac{25/1{,}50}{400} = 8{,}33\,cm^2/m/m$

Se cubre con 1 cercо Φ10 a 0,20 × 0,50

Cortante último sin armadura de cortante:

$V_{u2} = 219\,kN/m$

Se tiene $V_d \leq 210\,kN/m$ a 1,70m del apoyo.



$V_d = -70\,L + 75\,L = 55L \leq 210\,kN/m$ si $L \leq \frac{210}{55} = 3{,}81m$

Se llega con los cercos hasta $L_{70\,tallo/2} =$ 2,40m del apoyo

Decalación en la última hiela de cortante

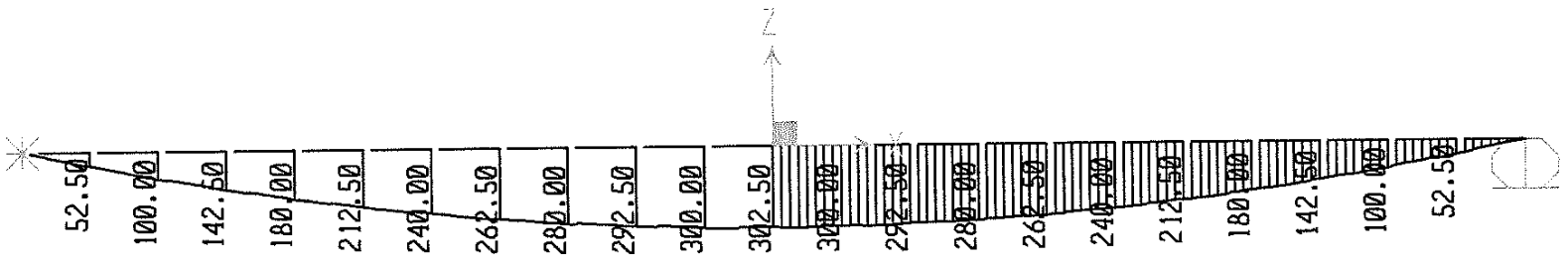
$V_d = 305\,kN/m$ ← con bielas a 45º

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}305\,MN/m}{400\,MPa} = 7{,}625\,cm^2/m$ ← se cubre sobradamente

NOTE BOOK

SAP2000

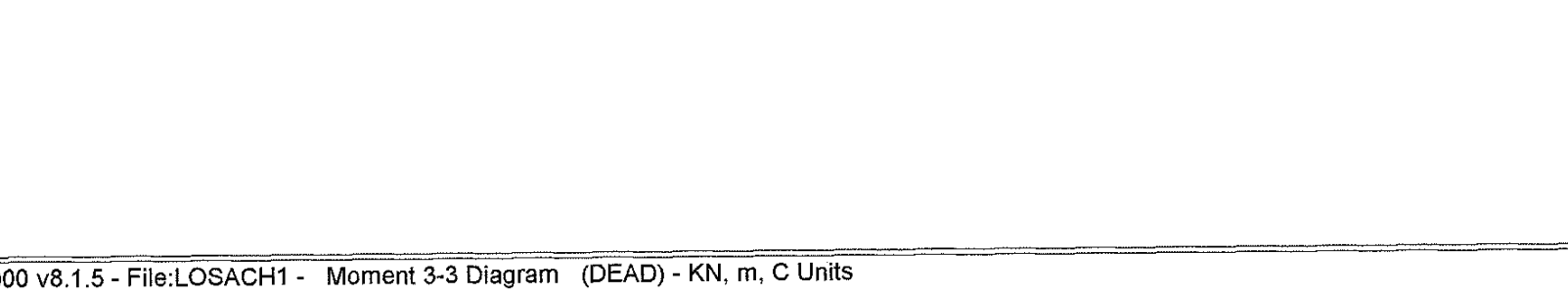
7/18/05 20:01:43



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH1 - Moment 3-3 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

SAP2000

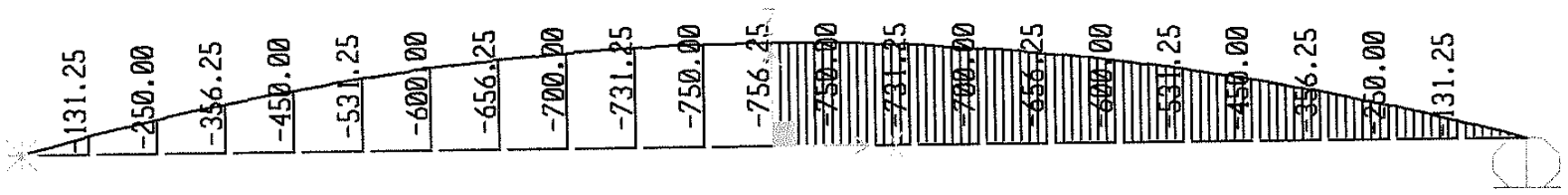
7/18/05 20:01:49



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH1 - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

SAP2000

7/18/05 20:02:02

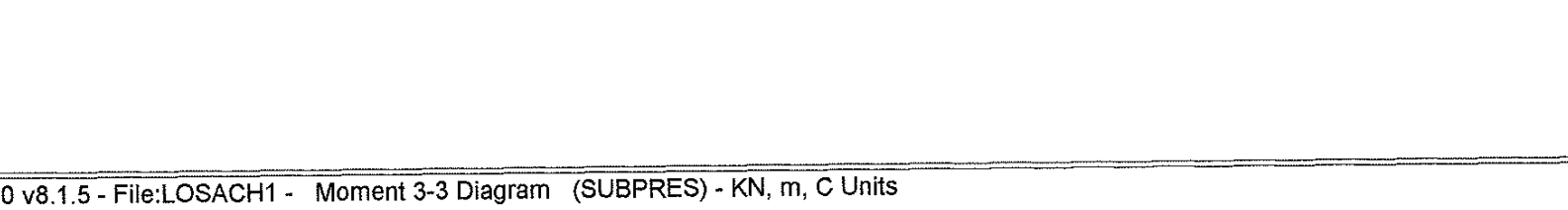


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH1 - Moment 3-3 Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

(b)

SAP2000

7/18/05 20:02:12



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH1 - Shear Force 2-2 Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

(a)

b) MÁXIMO FLECTOR POSITIVO:

Acciones: → Peso propio
→ Cargas permanentes
→ Tráfico en ambos vanos

DETERMINACIÓN DEL ESQUEMA ESTÁTICO:

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que éste está fuertemente comprimido

→ Modelo SAP: LOSA-CM.SDB

Obs: en todo pagina no se considera la actuación de la subpresión de apoyo. (No es limitante)

FLEXIÓN:

COMB1: $1{,}35 g_1 + 1{,}35 g_2 + 1{,}50$ (Tráfico dcha + Tráfico Izqda.)

$Md = 1{,}35(77{,}15 + 173{,}58) + 1{,}50(192{,}27) = 627{,}79$ kN.m/m

Dimensionamiento con programa BASIC. h=0,80m; r=0,10m

$A_s \geq 22{,}30$ cm²/m → Se cubre con 7 Ø 20 pmt ó 5Ø20 + 2Ø16@0,60 ($f_{22,413} cm^2/m$)

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tracción flexión:

$A_s \geq 0{,}04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 0{,}80 \cdot \frac{25/1{,}50}{434{,}80} = 12{,}27 cm^2/m$

1 Se cubre sobradamente.

CORTANTE:

COMB1: $1{,}35 g_1 + 1{,}35 g_2 + 1{,}50$ (Tráfico derecha + Tráfico Izquierda)

$Vd = 1{,}35(-45{,}25 - 104{,}90) + 1{,}50(-113{,}11) = -368{,}12$ kN/m

$vd = -368{,}12$ kN/m

$A_s = 15{,}71 cm^2/m$ ← como mínimo 5 Ø 25 pmt

h = 0,80m; r = 0,10m

Dimensionamiento con programa BASIC

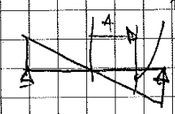
$Ad \geq 7{,}44 cm^2/m/m$

Cuantía mínima $Ad_{mín} = 8{,}33 cm^2/m/m$ ← Se cubre con 1 cerco 0,20 × 0,60

Cortante último en armadura de cortante

$Vd_2 = 219$ kN/m

Si freise $vd \leq 215$ kN/m a:



$vd \leq 215$ kN/m a 1,50m del apoyo

Redondo ½ canto útil: los cercos deben llegar hasta

4,50 + 0,40 = 2,90m ≈ 3,0m

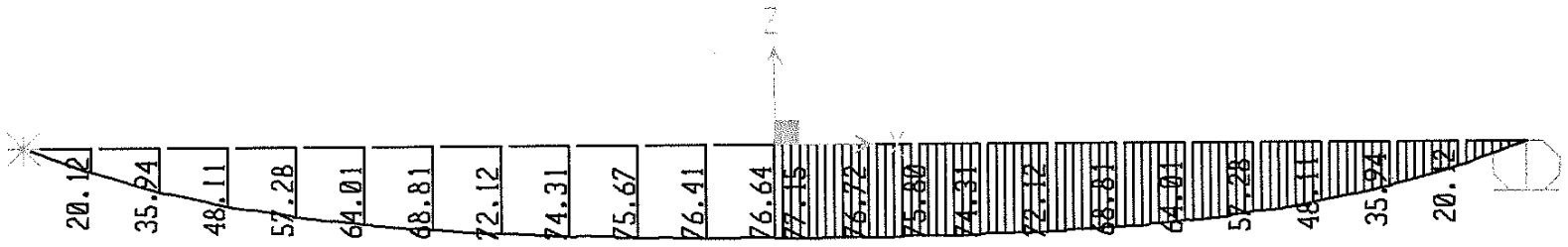
Deducción en la última hilera de cortante:

$vd = 370$ kN/m

$A_s \geq \frac{vd}{f_{yd}} = \frac{0{,}370 MN/m}{400 MPa} = 9{,}25 cm^2/m$ ← Se cumple sobradamente

SAP2000

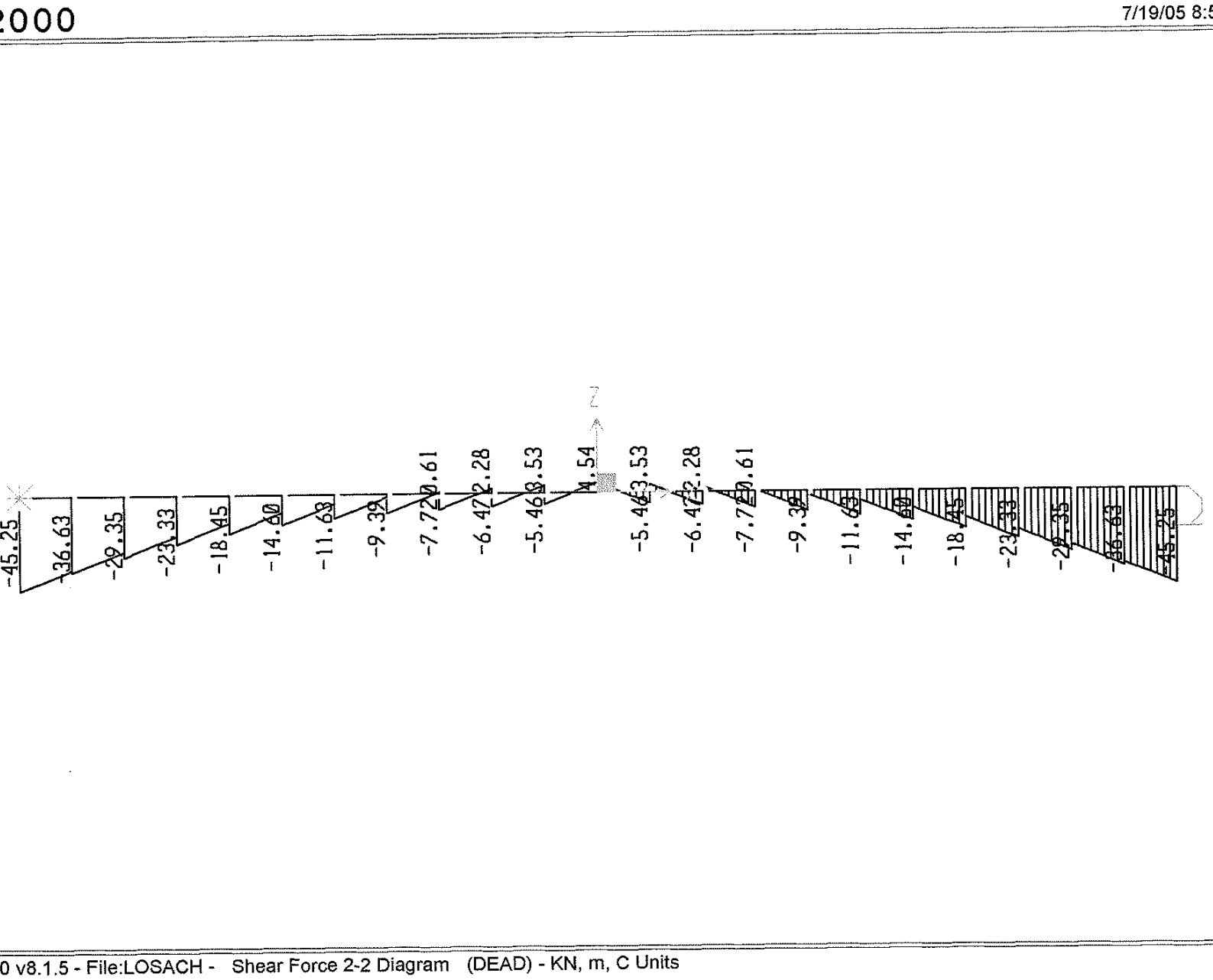
7/19/05 8:51:20



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Moment 3-3 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

SAP2000

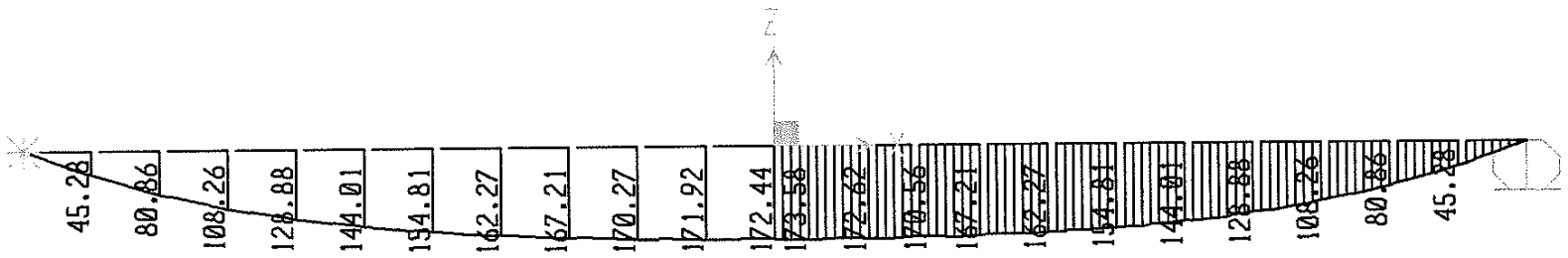
7/19/05 8:51:27



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

SAP2000

7/19/05 8:51:35

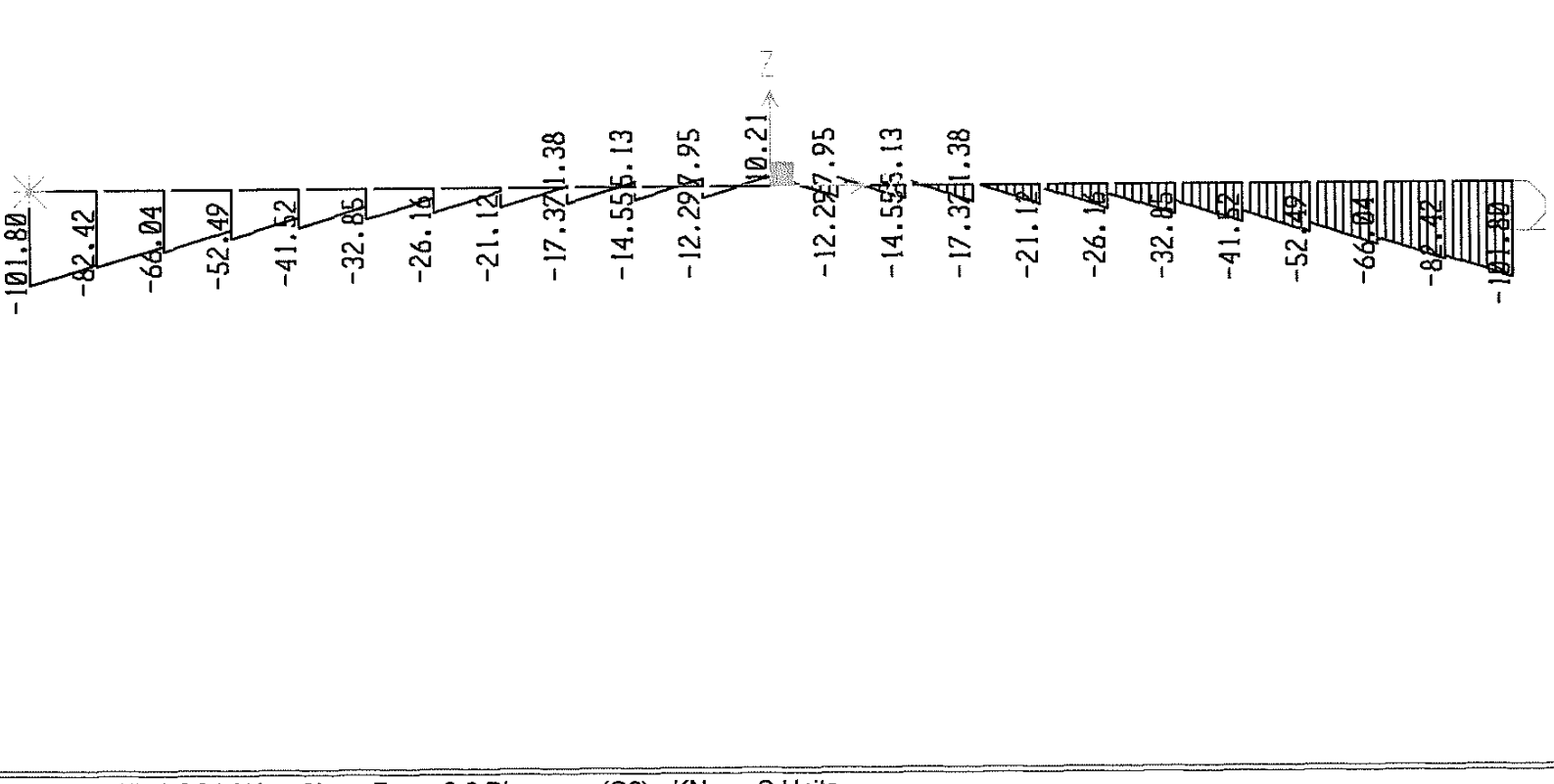


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Moment 3-3 Diagram (G2) - KN, m, C Units

(22)

SAP2000

7/19/05 8:52:03

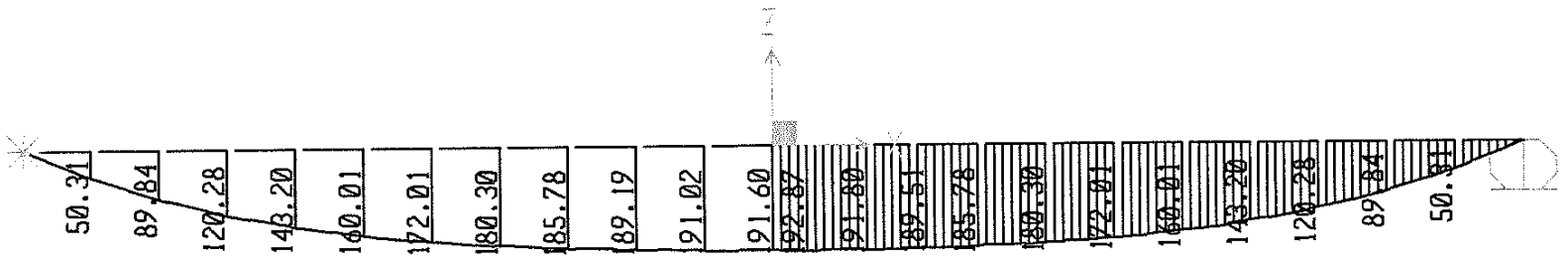


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Shear Force 2-2 Diagram (G2) - KN, m, C Units

(23)

SAP2000 7/19/05 8:52:43

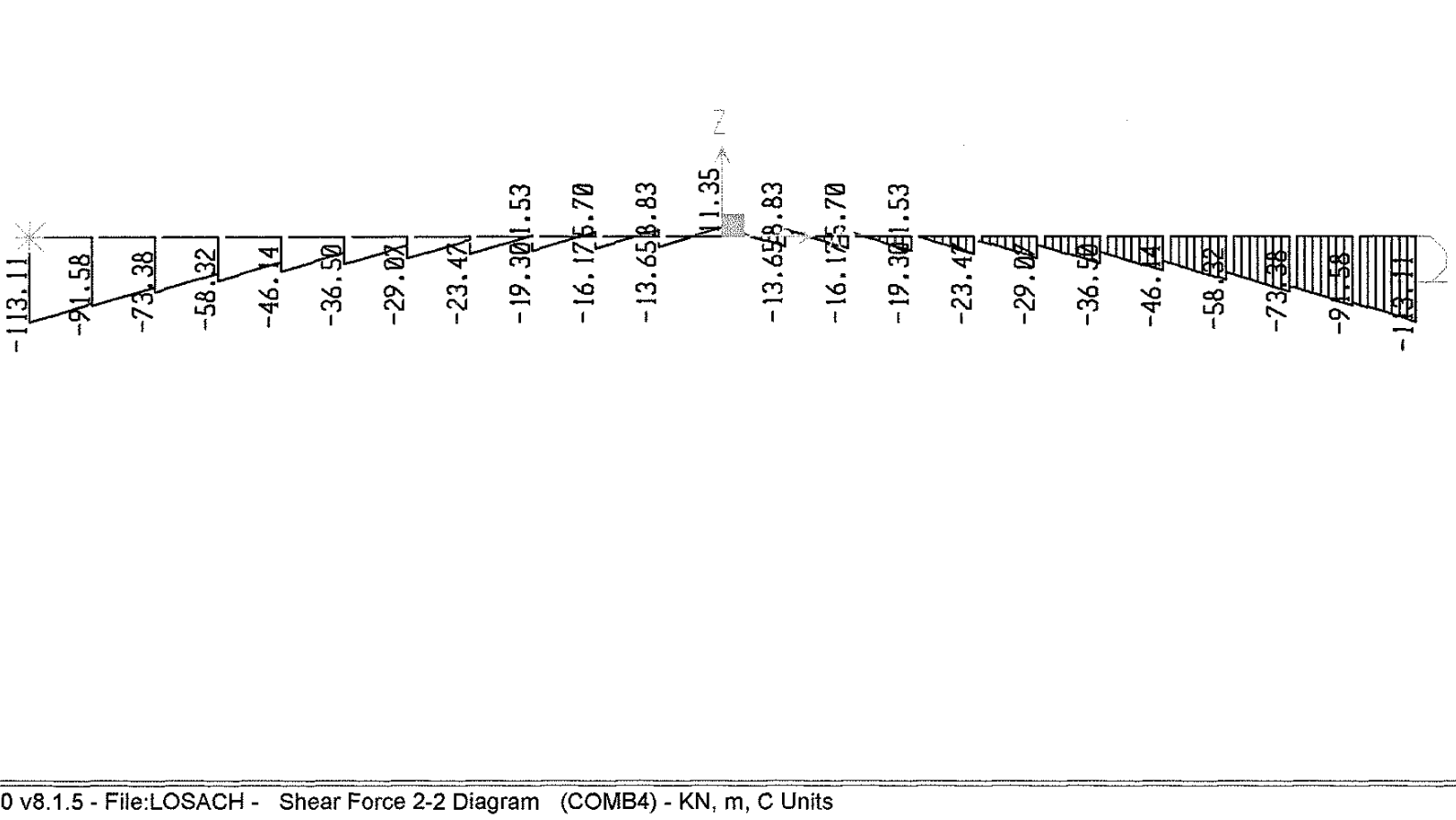
Tramo derecha + Tramo izqda.



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Moment 3-3 Diagram (COMB4) - KN, m, C Units

SAP2000 7/19/05 8:52:50

Tramo derecha + Tramo Izquierda



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSACH - Shear Force 2-2 Diagram (COMB4) - KN, m, C Units

Can Tunis 19-julio-05

CUERGUE de la REACCIÓN:

$V_d = 0{,}370\ MN/m$

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}370\ MN/m}{400\ MPa} = 9{,}25\ cm^2/m$

↑ Se cubre con 2 ramas $\phi 16$ a 0,25 ($A_s = 16{,}09\ cm^2/m$)

o 1 grapa $\phi 20$ a 0,25 ($A_s = 12{,}56\ cm^2/m$)

En el extremo de la losa:

$A_s \geq 9{,}25\ cm^2/m$ ← se cubre con 5 ramas $\phi 16$ para 0'9 ramas $\phi 12$ para

→ se disponen 2 planos a 0,20 de 1 c $\phi 16$ a 0,60 ($A_s = 13{,}41\ cm^2/m$)

NOTE BOOK

Can Tunis 16-julio-05

ARMADURA de REPARO:

i) Cuantía geométrica mínima:

Como losa 1,8 ‰

$A_c = 0{,}80\ m^2/m$ → $A_s \geq 14{,}4\ cm^2/m$ → $7{,}2\ cm^2/m$ en cada cara

I Se cubre con $\phi 16$ a 0,20

ii) Momentos flectores transversales:

$M_d = 835\ kN \cdot m/m$

$M_{d\ t-ramv} = 0{,}20 \cdot 835\ kN \cdot m/m = 167\ kN \cdot m/m$

Dimensionamiento con programas BASIC:

$A_s \geq 6{,}73\ cm^2/m$ ← inferior a la cuantía mínima geométrica

NOTE BOOK

CONEXIÓN LOSA - PANTALLAS:

v_d = 870 kN/m

Cosido por rasante - fricción:

$\alpha = 90°$ (1,0 → 0)

$$\sigma_d \leq \beta\, f_{ct,d}{}^{0} + \frac{A_{st}}{S_p} f_{yd} (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) + \mu\, \sigma_d{}^{0} \leq 0{,}25\, f_{cd}$$

$0{,}25 \frac{25}{1{,}50} = 4{,}17$ MPa

$$\frac{A_{st}}{S} \geq \frac{\sigma_d \cdot p}{f_{yd} \cdot \mu} = \frac{v_d}{f_{yd} \cdot \mu}$$

$\mu = 0{,}90$ → Rugosidad alta.

Sustituyendo valores:

$$\frac{A_{st}}{S} \geq \frac{0{,}870\ \text{MN/m}}{400\ \text{MPa} \cdot 0{,}90} = 10{,}278\ \text{cm}^2/\text{m}$$

Se cubre con Ø20 a 0,25

$A_s = 12{,}568\ \text{cm}^2/\text{m}$

$U = A_s f_{yd} = 12{,}568 \cdot 10^{-4}\ \text{cm}^2/\text{m} \cdot 400\ \text{MPa} = 0{,}503\ \text{MN/m}$

$C = 0{,}85\, f_{cd} \cdot b \cdot y = 0{,}503\ \text{MN/m} \rightarrow y = \frac{0{,}503\ \text{MN/m}}{0{,}85 \cdot \frac{25}{1{,}50} \cdot 1{,}00} = 0{,}0355\ \text{m}$

$x = y / 0{,}80 = 0{,}0443\ \text{m}$

$\sigma_d = \frac{0{,}870\ \text{MN/m}}{0{,}0443\ \text{m}} = 8{,}24\ \text{MPa}$ ← Supera la limitación $0{,}25\, f_{cd}$

Aumentando la armadura en fracción

Ø25 a 0,30 (AISI 316)

$A_s = 16{,}363\ \text{cm}^2/\text{m}$

$U = A_s \cdot f_{yd} = 0{,}655\ \text{MN/m}$

$C = U = 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \rightarrow y = \frac{0{,}655\ \text{MN/m}}{0{,}85 \cdot \frac{25}{1{,}50} \cdot 1{,}00} = 0{,}0462\ \text{m}$

$x = y / 0{,}80 = \frac{0{,}0462\ \text{m}}{0{,}80} = 0{,}05775\ \text{m}$

$\rightarrow \sigma_d = \frac{0{,}870\ \text{MN/m}}{0{,}05775\ \text{m}} = 6{,}58\ \text{MPa}$ (> 0,25 f_{cd} = 4,17 MPa)

= 0,395 f_{cd}

Cuantía mínima para tener junta dúctil

$$\frac{A_{st}}{S_p} \geq \frac{0{,}39}{f_{yd}} = \frac{0{,}39}{400} = 9{,}50\ \text{cm}^2 \qquad p = 0{,}80\ \text{m}^2/\text{m}$$

$\frac{A_{st}}{S} \geq 9{,}50 \cdot 0{,}80\ \text{cm}^2/\text{m} = 7{,}60\ \text{cm}^2/\text{m}$ ← Se cubre sobradamente

→ Armadura necesaria para tener $\varepsilon_{max} < 0{,}25 f_{cd} = 0{,}25 \cdot \frac{25}{1{,}50} = 4{,}17 MPa$

$$x \geq \frac{M_d}{\varepsilon_{max}} = \frac{0{,}370\ MN\,l/m}{4{,}17\ MPa} = 0{,}0887\ m$$

$y = 0{,}80 x = 0{,}071 m$

$C = 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y = 0{,}85 \cdot 25/1{,}50 \cdot 1{,}00 \cdot 0{,}071 = 1{,}006\ MN/m$

$U = C = 1{,}006\ MN/m \rightarrow A_s \geq \frac{U}{f_{yd}} = \frac{1{,}006\ MN/m}{400\ MPa} = 25{,}159\ cm^2/m$

Se cubre con

$\phi 25 \text{ a } 0{,}20$ ($24{,}545\ cm^2/m$)

($\varepsilon = 24\ ‰$) (21)

→ Se dispone $\phi 25 \text{ a } 0{,}20$ en la cara superior

Con fuentes ascendentes

$M_d = 0{,}305\ MN\,l/m$

$\varepsilon_{d,ult} = 4{,}17 MPa$

$$x \geq \frac{M_d}{\varepsilon_{d,ult}} = \frac{0{,}305\ MN\,l/m}{4{,}17\ MPa} = 0{,}0731 m$$

$y = 0{,}80 x = 0{,}0585 m$

$C = 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y = 0{,}85 \cdot 25/1{,}50 \cdot 1{,}00 \cdot 0{,}0585 = 0{,}829\ MN/m$

$U = C = 0{,}829\ MN/m \rightarrow A_s \geq \frac{U}{f_{yd}} = \frac{0{,}829\ MN/m}{400\ MPa} = 20{,}72\ cm^2/m$

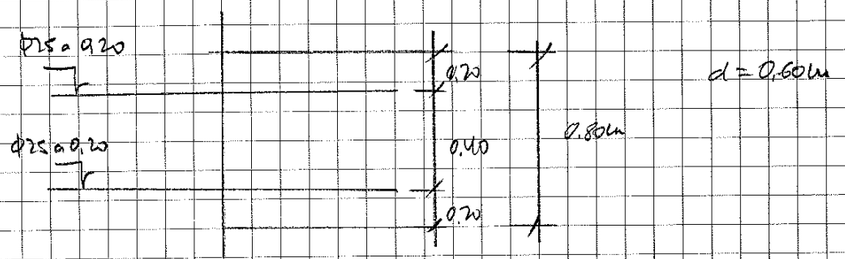
Se cubre con

$\phi 25 \text{ a } 0{,}20$ ($24{,}545\ cm^2/m$)

(20)

NOTE BOOK

MOMENTO de EMPOTRAMIENTO:



$A_s = \phi 25 \text{ a } 0{,}20 \quad A_s = 24{,}545\ cm^2/m$

$U = A_s \cdot f_{yd} = 24{,}545 \cdot 10^{-4}\ m^2/m \cdot 400\ MPa = 0{,}9818\ MN/m$

$C = 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y = 0{,}9818\ MN/m$

$$y = \frac{0{,}9818\ MN/m}{0{,}85 \cdot 25/1{,}50 \cdot 1{,}00} = 0{,}0693 m$$

$$z = d - y/2 = 0{,}60 - \frac{0{,}0693}{2} = 0{,}56535 m$$

$M_{emp} = U \cdot z = 0{,}9818\ MN/m \cdot 0{,}56535 m = 0{,}555\ MN\,m/m$

$M_{emp} = 0{,}555\ MN\,m/m = 555\ KN\,m/m \leftarrow$ EN ELU

corresponde a 55,5 Tn·m/m en ELU

37 Tn·m/m

→ Hay que aumentar mucho la armadura y se introducen momentos perjudiciales en las pantallas → la industria corta de apoyo resulta mas efectiva

(31)

NOTE BOOK

Can Tunis 1-Ago-05

APOYO EN MÉNSULA CORTA

a) cortantes ascendentes

$V_d = 1{,}00\, g_1 + 1{,}50\,(\text{Sobrecarga}) = 1{,}00(110) + 1{,}50(-775) = -302{,}5\ \text{kN/m}$

b) Cortantes descendentes

$V_d = 1{,}35\,(g_1 + g_2) + 1{,}50\,(\text{Tráfico})$ (*)

(*) del lado seguro no se considera la sobrecarga en la subpresión

$= 1{,}35(45{,}25 + 101{,}80) + 1{,}50(41{,}26) = 374{,}4\ \text{kN/m}$

$V_d = 370\ \text{kN/m}$

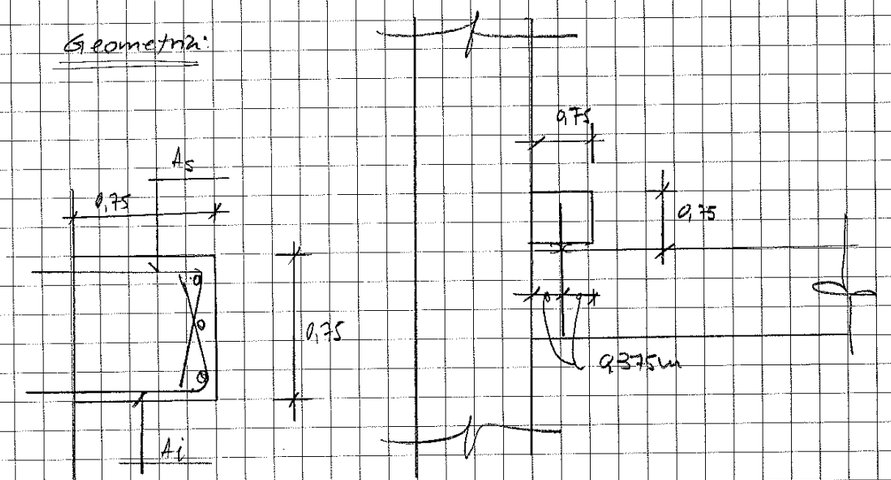
Can Tunis 19-Julio-05

APOYO EN MÉNSULA CORTA

$V_d = 0{,}370\ \text{MN/m}$

Método ACI ("Hormigón Armado" P. Jiménez Montoya et alt.)

Geometría:



$r_d = 0{,}370\ \text{MN/m}$

$e = 0{,}375\ \text{m}$

$\Big\}\ m_d = 0{,}1387\ \text{MN·m/m}$

$d = 0{,}70\text{m};\quad z = 0{,}80 \cdot d = 0{,}56\ \text{m}$

a) Armadura de flexión: $A_s \geq \dfrac{m_d}{z} = \dfrac{0{,}13875\ \text{MN·m/m}}{0{,}56\text{m}}$

$A_s \geq 0{,}2478\ \text{MN/m} \rightarrow A_s \geq 6{,}19\ \text{cm}^2\text{/m}$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0{,}04 \cdot A_c \cdot f_{cd}/f_{yd} = 0{,}04 \cdot 0{,}75 \cdot \dfrac{25/1{,}50}{400} = 12{,}50\ \text{cm}^2\text{/m}$

ii) Armadura de CORTANTE

$$A_0 = \frac{Frd}{\mu \cdot fyd} = \frac{0{,}370\ MN/m}{1{,}00 \quad 400\ MPa} = 9{,}25\ cm^2/m$$

Dimensionamiento:

$A_a = A_0 + A_h = 9{,}25\ cm^2/m$

$A_6 = 1{,}50 \cdot A_1 = 1{,}50 \quad 6{,}194\ cm^2/m = 9{,}291\ cm^2/m$

Resulta que $A_6 > A_a \rightarrow$

$A_1 = A_4 = 6{,}194\ cm^2/m$

$A_2 = \frac{1}{2} A_1 = 3{,}097\ cm^2/m$

Por motivos de ejecución se concentra toda la armadura en un único tizado. $\boxed{A = A_1 + A_2 = 9{,}291\ cm^2/m}$

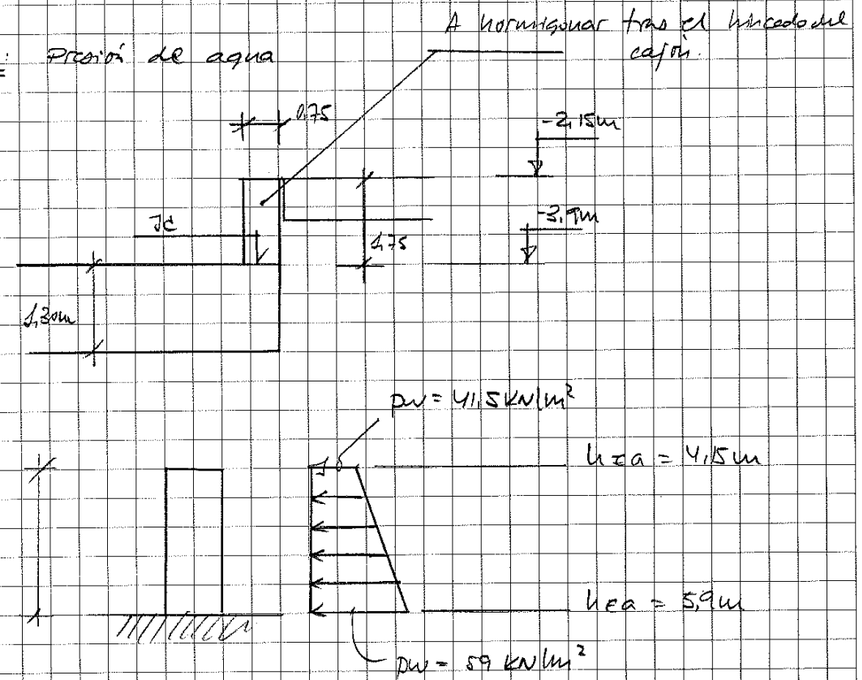
Si dispone la cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración. $A = 12{,}50\ cm^2/m \rightarrow \Phi 20\ a\ 0{,}25\ (12{,}568\ cm^2/m)$

→ Se dispone en ambas caras.

NOTE BOOK

MURO DE SALTO DE LA LOSA DE FONDO

ACCIONES: Presión de agua



ESFUERZOS:

- $V_K = \frac{1}{2}(41{,}5 + 59) \times 4{,}75 = 237{,}94\ kN/m$

  $V_d = 1{,}50 \quad 237{,}94\ kN/m = 131{,}91\ kN/m$

- $m_K = \frac{1}{2} 41{,}5 \cdot 4{,}75^2 + \frac{1}{2} 4{,}75 \cdot \frac{1}{2} (59 - 41{,}5) 4{,}75 =$

  $= \frac{1}{2} 41{,}5 \cdot 4{,}75^2 + \frac{1}{6} 17{,}5 \cdot 4{,}75^2 = 72{,}5\ kN.m/m$

  $m_d = 1{,}50 \cdot 72{,}5 = 108{,}72\ kN.m/m$

NOTE BOOK

MEMORIA DE CALCULO PARA ARRIOSTRAMIENTO METALICO PROVISIONAL DE PANTALLAS EN OBRAS PARA LA LINEA DE ALTA VELOCIDAD.
U.T.E. CAN TUNIS

Tramo 9
PK 7657'44 – 7739'37

- BARCELONA -

1.- Antecedentes.

2.- Cálculo del Arriostramiento.

ESTEYCO - SICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2573
Fecha 09/09/05
CAN TUNIS-0-CT-C-0104no

Madrid, Septiembre de 2005

1.- ANTECEDENTES

Memoria de cálculo correspondiente a la estructura metálica del arriostramiento provisional que sirve para contener los empujes de los muros pantalla en obras para la línea del tren de alta velocidad a Barcelona, en el tramo 9, entre los PK. 7657'44 a 7739'37.

2.- CALCULO DEL ARRIOSTRAMIENTO

El cálculo de la estructura se realiza partiendo de los datos de empujes facilitados por Uds., estableciendo la disposición de elementos metálicos que aseguren con su distribución la estabilidad del muro pantalla frente a los empujes producidos por tierras y sobrecargas previstas.

Las Normas consideradas en el diseño, son las siguientes:

- NBE AE/88 Acciones en la Edificación.
- NBE EA-95 Cálculo de Estructuras de Acero.

Los empujes facilitados son los siguientes:

Tramo PK. 7657'44 a 7739'37 ..... 410 Tn / puntal

Se considera en el cálculo de la celosía también el incremento de axil que produce en el cordón superior el momento flector debido a la carga de peso propio de la estructura metálica.

El tipo de acero a emplear es S 275 JR con límite elástico de 2.806 Kg./cm²

En el caso de perfiles aislados, que no forman parte de celosías la comprobación se realiza por tensiones de flexocompresión y de pandeo en plano, considerando las esbelteces más desfavorables en plano horizontal y vertical.

La comprobación de los perfiles de las celosías se realiza por tensión a flexocompresión y a pandeo, realizándose la comprobación, en el caso de pandeo, tanto por esbeltez local en los planos

horizontal y vertical de los perfiles aislados que forman los cordones entre nudos arriostrados en cada plano, como por esbeltez global de la sección cajón formada por las celosías para la luz del cajón entre pantallas de hormigón.

La comprobación frente al pandeo es inmediata para los perfiles que no forman parte de celosías, empleando la expresión siguiente, todo de acuerdo con la Norma NBE EA-95:

$$\sigma = \frac{N \cdot \omega}{A} + \frac{M}{W}$$

siendo:

σ = tensión de trabajo del acero.
N = esfuerzo de compresión mayorado.
ω = coeficiente de pandeo función de la esbeltez.
A = área de la sección compuesta.
M = momento flector mayorado.
W = módulo resistente de la sección.

El segundo sumando de la expresión anterior, relativo a la flexión, se desprecia en aquellos casos en que la luz es pequeña al obtenerse valores totalmente despreciables.

Para la comprobación de elementos de sección cajón formados por celosías, aplicamos el articulo 3.2.5.2 de la Norma NBE EA-95, en la que se define la esbeltez ideal en función de la complementaria de acuerdo con las expresiones siguientes:

Esbeltez complementaria $\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot A \cdot d^3}{n \cdot D \cdot l \cdot s^2}}$

siendo:

A = área de la sección total de cordones.
D = área de sección de una diagonal.
d = longitud de diagonales.
l = luz parcial del cordón.
n = número de planos de diagonales.
s = separación entre cordones.

Esbeltez ideal $\lambda_i = \sqrt{\left(\frac{L_k}{i}\right)^2 + \lambda_1^2}$

siendo:

L_k = longitud de pandeo de la pieza en el plano considerado.
i = Radio de giro de la sección bruta de la pieza compuesta respecto al eje de inercia libre considerado
λ_1 = esbeltez complementaria.

Esta comprobación se realiza tanto en el plano vertical como en el horizontal, además de compararse con el pandeo parcial de cada cordón.

Tubos de atado

La misión de estos tubos es evitar el pandeo lateral de las celosías, por lo que el axil de cálculo es del 1% del que soportan los cordones principales

SE ADJUNTAN A CONTINUACIÓN LOS EJEMPLOS DE CALCULO DE LOS ELEMENTOS QUE FORMAN EL ARRIOSTRAMIENTO, SEGÚN LOS CRITERIOS DE CALCULO ANTERIORES:

COMPROBACIÓN DE CELOSIAS:

TRAMO 9 PK. 7657'44 a 7739'37		CELOSIA TIPO
LONGITUD (m)		18'28
CANTO (m)		1'00
CORDONES INF/SUP ó PERFIL PUNTAL		2UPN-240
CELOSIAS	INERCIA CELOSIA (cm4) PLANO VERTICAL	430640
	RADIO DE GIRO i (cm) PLANO VERTICAL	50'44
	ESBELT. COMPLEMENT	22'7
	ESBELTEZ IDEAL	42'8
L. PANDEO LOCAL CORDON/PUNTAL PLANO HORIZONTAL (m)		2'80
ESBELTEZ LOCAL PLANO HORIZONTAL		30'4
L. PANDEO LOCAL CORDON/PUNTAL PLANO VERTICAL (m)		2'00
ESBELTEZ LOCAL PLANO VERTICAL		29'8
ESBELTEZ MAS DESFAVORABLE		42'8
COEFICIENTE W DE PANDEO		1'1
COMPONENTE DE AXIL SOBRE CELOSIA O PUNTAL (Tn)		410'000
TENSION DE FLEXOCOMPRESION (kp/cm^2)		2504 < 2806
TENSION DE PANDEO (kp/cm^2)		2754 < 2806

Madrid, Septiembre de 2.005

RAMON MACHO HERNANDEZ
Ingeniero de Caminos

5. Proceso Constructivo

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

Se han definido los siguientes tipos de procesos constructivos a emplear en el trazado:

- Preexcavación y posterior ejecución de losa de fondo y hastíales. Relleno de trasdós de hastíales.
- Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Ejecución de recrecidos de muros, cubierta mediante prelosas y losa de compresión. Excavación con empleo de bombeo y ejecución de contrabóveda.
- Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Ejecución de cubierta,, excavación con empleo de bombeo y ejecución de contrabóveda.
- Excavación protegida mediante pantallas sin preexcavación, construcción de una presolera de jet-grouting. Excavación con empleo de bombeo y ejecución de una contrabóveda capaz de soportar el empuje del agua.
- Hinca de cajón para pasar la vía de RENFE Barcelona-Tarragona.
- Preexcavación y posterior excavación mediante muros pantalla. Ejecución de recrecidos de muros, excavación con empleo de bombeo y ejecución de contrabóveda.
- Ejecución de pantallas de gravas y rebaje del nivel freático. Tablestacado para posterior excavación y ejecución de muros y losa de fondo.
- Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Excavación con empleo de bombeo y ejecución de losa de fondo. Ejecución de escaleras y forjados. Colocación de cubierta.
- Ejecución de muros.

Estos procedimientos son de tipo general, habiéndose adaptado en los casos particulares a las características especiales de cada zona. Los dos últimos procedimientos corresponden al los recintos de los bypasses, al pozo de bombas y las salidas de evacuación.

A continuación se realiza un recorrido de la traza con el fin de explicar los procedimientos constructivos particulares en cada caso concreto:

PK 705+920 a PK 706+240.

Método general: Preexcavación y posterior ejecución de losa de fondo y hastíales. Relleno de trasdós de hastíales.

En esta zona la rasante se encuentra sobre el nivel freático y el trazado discurre a cielo abierto. Por motivos de espacio se ha ido a una sección tipo con muros y losa de fondo sin cubierta.

El proceso ha sido el siguiente:

- Excavación de los primeros metros de terreno con talud definitivo 2H:1V (consultar perfiles transversales).
- Construcción de la losa de fondo y tacón de la zapata de los muros dejando un resguardo de 1 metro entre la losa y el pie del talud.
- Ejecución de los hastiales de los muros.
- Construcción de drenajes, impermeabilización y relleno del trasdós de los muros.

PK 706+240 a PK 706+337.8

Método general: Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Ejecución de recrecidos de muros, cubierta mediante prelosas y losa de compresión. Excavación con empleo de bombeo y ejecución de contrabóveda.

En esta zona la preexcavación se ha llevado hasta la cota de coronación de muros pantalla. El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Preexcavación provisional de los primeros metros de terreno con talud 1H:1V y bermas laterales de 3 metros de anchura.
- Construcción de las pantallas.
- Instalación del bombeo.
- Ejecución del descabezado de pantallas.
- Ejecución de recrecido de muros
- Colocación de prelosas prefabricadas y ejecución de la losa de compresión.
- Impermeabilización de trasdós de muros y cubierta
- Relleno de trasdós de muros y sobre cubierta.
- Excavación en mina entre pantallas por fases con colocación de puntales provisionales.
- Construcción de contrabóveda.
- Retirada de los puntales provisionales.
- Retirada del bombeo y sellado de pozos.
- Revestimiento y remates del túnel.

PK 706+337.8 a PK 706+437.2

Método general: Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Ejecución de cubierta in situ, excavación con empleo de bombeo y ejecución de contrabóveda.

El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Preexcavación provisional de los primeros metros de terreno con talud 1H:1V y bermas laterales de 3 metros de anchura.
- Construcción de las pantallas.
- Instalación del bombeo.
- Ejecución del descabezado de pantallas.
- Ejecución de la cubierta "in situ" utilizando el terreno como encofrado.
- Excavación en mina entre pantallas por fases con colocación de puntales provisionales.
- Impermeabilización de cubierta y relleno sobre cubierta
- Construcción de contrabóveda.
- Retirada de los puntales provisionales.
- Retirada del bombeo y sellado de pozos.
- Revestimiento y remates del túnel.

PK 706+437.2 a PK 706+640 y ramal al puerto PK 0+127 a PK 0+200

Método general: Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Ejecución de cubierta in situ, excavación con empleo de bombeo y colocación de puntal definitivo. Continuación de la excavación y ejecución de contrabóveda.

El paso de la Gran Vía se realizó en dos fases en función de los desvíos de tráfico previstos El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Preexcavación provisional de los primeros metros de terreno con talud 1H:1V y bermas laterales de 3 metros de anchura.
- Construcción de las pantallas.
- Instalación del bombeo.
- Ejecución del descabezado de pantallas y viga de atado de las pantallas.
- Ejecución de la cubierta "in situ" utilizando el terreno como encofrado.
- Excavación en mina entre pantallas hasta cota de puntales definitivos.
- Colocación de puntales definitivos.
- Excavación del terreno entre pantallas por fases con colocación de puntales provisionales.
- Impermeabilización de cubierta y relleno sobre cubierta
- Reposición del tráfico en el ramal, en la zona afectada
- Construcción de contrabóveda.
- Retirada de los puntales provisionales.
- Retirada del bombeo y sellado de pozos.
- Revestimiento y remates del túnel

En esta zona se localiza la bifurcación del ramal al puerto de Barcelona, por lo que el ancho de la excavación se multiplica por dos en algunas secciones. Esto ha obligado a construir pantallas intermedias a modo de contrafuertes con el fin de reducir las luces de la bóveda que provocaría aumento del canto de esta excesivo.

PK 706+640 a PK 706+690

Método general: Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Ejecución de cubierta mediante prelosas y losa de compresión, excavación con empleo de bombeo y ejecución de contrabóveda.

El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Preexcavación provisional de los primeros metros de terreno con talud 1H:1V y bermas laterales de entre 4 y 14 metros de anchura.
- Construcción de las pantallas.
- Instalación del bombeo.
- Ejecución del descabezado de pantallas y viga de coronación de pantallas.
- Colocación de prelosas prefabricadas y ejecución de la losa de compresión.
- Excavación en mina entre pantallas por fases con colocación de puntales provisionales.
- Impermeabilización de cubierta y relleno sobre cubierta
- Construcción de contrabóveda.
- Retirada de los puntales provisionales.
- Retirada del bombeo y sellado de pozos.
- Revestimiento y remates del túnel.

PK 706+690 a PK 706+990

Método general: Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Ejecución de cubierta mediante prelosas y losa de compresión, excavación con empleo de bombeo y ejecución de contrabóveda.

En este tramo hay una viga de rampa entre el PK 706+725 y el PK 706+750 que se ejecuta justo después que la viga de coronación de pantallas

Asimismo en el PK 706+640 se ha producido un salto en la contrabóveda de 5.2 m y otro en el tramo anterior, en el PK 706+ 620, de 1.80 m, con lo que en este tramo la preexcavación hasta cota de coronación de pantallas ha sido considerable, teniéndose que incrementar las bermas laterales.

El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Preexcavación provisional de los primeros metros de terreno con talud 1H:1V y 2 bermas laterales, una de 3 m y otra más arriba de14 metros de anchura.
- Construcción de las pantallas.
- Instalación del bombeo.
- Ejecución del descabezado de pantallas y viga de coronación de pantallas.
- Colocación de prelosas prefabricadas y ejecución de la losa de compresión.
- Excavación en mina entre pantallas por fases con colocación de puntales provisionales.
- Impermeabilización de cubierta y relleno sobre cubierta
- Construcción de contrabóveda.
- Retirada de los puntales provisionales.
- Retirada del bombeo y sellado de pozos.
- Revestimiento y remates del túnel.

PK 706+990 a PK 707+141.44

Método general: Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Ejecución de cubierta in situ, excavación con empleo de bombeo y ejecución de contrabóveda.

El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Preexcavación provisional de los primeros metros de terreno con talud 1H:1V y bermas laterales de 3 metros de anchura.
- Construcción de las pantallas.
- Instalación del bombeo.
- Ejecución del descabezado de pantallas.
- Ejecución de la cubierta “in situ” utilizando el terreno como encofrado.
- Excavación en mina entre pantallas por fases con colocación de puntales provisionales.
- Impermeabilización de cubierta y relleno sobre cubierta
- Construcción de contrabóveda.
- Retirada de los puntales provisionales.
- Retirada del bombeo y sellado de pozos.
- Revestimiento y remates del túnel.

PK 707+141.44 a PK 706+411.15

Método general: Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Ejecución de cubierta mediante prelosas y losa de compresión, excavación con empleo de bombeo y ejecución de contrabóveda.

En este tramo hay una viga de rampa entre el PK 707+352 y el PK 707+367 que se ejecuta justo después que la viga de coronación de pantallas.

El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Preexcavación provisional de los primeros metros de terreno con talud 1H:1V y bermas laterales de 3 metros de anchura.
- Construcción de las pantallas.
- Instalación del bombeo.
- Ejecución del descabezado de pantallas y viga de coronación de pantallas.
- Colocación de prelosas prefabricadas y ejecución de la losa de compresión.
- Excavación en mina entre pantallas por fases con colocación de puntales provisionales.
- Impermeabilización de cubierta y relleno sobre cubierta
- Construcción de contrabóveda.
- Retirada de los puntales provisionales.
- Retirada del bombeo y sellado de pozos.
- Revestimiento y remates del túnel.

PK 706+411.15 a PK 707+458.5

Método general: Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Ejecución de cubierta in situ, excavación con empleo de bombeo y ejecución de contrabóveda.

El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Preexcavación provisional de los primeros metros de terreno con talud 1H:1V y bermas laterales de 1 metro de anchura.
- Construcción de las pantallas.
- Instalación del bombeo.

- Ejecución del descabezado de pantallas.
- Ejecución de la cubierta “in situ” utilizando el terreno como encofrado.
- Excavación en mina entre pantallas por fases con colocación de puntales provisionales.
- Impermeabilización de cubierta y relleno sobre cubierta
- Construcción de contrabóveda.
- Retirada de los puntales provisionales.
- Retirada del bombeo y sellado de pozos.
- Revestimiento y remates del túnel.

PK 707+458.5 a PK 707+614.8

Método general: Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Ejecución de cubierta in situ, excavación con empleo de bombeo y colocación de puntal definitivo. Continuación de la excavación y ejecución de contrabóveda.

El paso de la Ronde Litoral se realizó en dos fases en función de los desvíos de tráfico previstos El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Preexcavación provisional de los primeros metros de terreno con talud 1H:1V y bermas laterales de 1 metro de anchura.
- Construcción de las pantallas.
- Instalación del bombeo.
- Ejecución del descabezado de pantallas y viga de atado de las pantallas.
- Ejecución de la cubierta “in situ” utilizando el terreno como encofrado.
- Excavación en mina entre pantallas hasta cota de puntales definitivos.
- Colocación de puntales definitivos.
- Excavación del terreno entre pantallas por fases con colocación de puntales provisionales.
- Impermeabilización de cubierta y relleno sobre cubierta
- Reposición del tráfico en el ramal, en la zona afectada
- Construcción de contrabóveda.
- Retirada de los puntales provisionales.
- Retirada del bombeo y sellado de pozos.
- Revestimiento y remates del túnel

PK 707+614.8 a PK 707+632.3

Método general: Excavación protegida mediante pantallas sin preexcavación, construcción de una presolera de jet-grouting. Excavación con empleo de bombeo y ejecución de una contrabóveda capaz de soportar el empuje del agua.

En este tramo se encuentra el Recinto de Reopción del Cajón Hincado.
El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Preexcavación provisional hasta diferentes cotas de trabajo.
- Construcción de las pantallas.
- Instalación del bombeo.
- Ejecución del descabezado de pantallas y viga de atado de las pantallas.
- Excavación hasta primer nivel.
- Ejecución de presolera de jet-grouting.
- Colocación de puntales provisionales.
- Excavación en mina entre pantallas hasta cota de puntales definitivos.
- Ejecución de puntales definitivos insitu.
- Retirada del puntal provisional
- Hinca del Cajón y vaciado.
- Excavación hasta cota de máxima excavación
- Recrecido del cajón hasta completar la sección cerrada en la zona de las aletas del cajón.
- Ejecución de la losa de fondo y cubierta en la zona de inicio del recinto de recepción.
- Retirada del bombeo y sellado de pozos.
- Relleno de hormigón pobre entre los hastiales del cajon y las pantallas del recinto.
- Impermeabilización de cubierta y relleno de tierras sobre cajón
- Revestimiento y remates del túnel

PK 707+658 a PK 707+761,45

Método general: Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Ejecución de recrecidos de muros, colocación de puntales definitivos. Excavación con empleo de bombeo y ejecución de contrabóveda.

En esta zona la preexcavación se ha llevado hasta la cota de coronación de muros pantalla. El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Preexcavación provisional de los primeros metros de terreno con talud 1H:1V y bermas laterales de 1 metros de anchura.
- Construcción de las pantallas.
- Instalación del bombeo.
- Ejecución del descabezado de pantallas.
- Ejecución de recrecido de muros
- Colocación de puntales definitivos.
- Excavación entre pantallas por fases con colocación de puntales provisionales.
- Construcción de losa de fondo.
- Retirada de los puntales provisionales.
- Retirada del bombeo y sellado de pozos.
- Construcción del Cajón Hincado
- Empuje del Cajón Hincado
- Relleno de trasdós de muros.
- Revestimiento y remates del túnel.

Cajon Hincado.

Método general: Hinca de cajón para pasar la vía de RENFE Barcelona-Tarragona.

En la zona de hinca se colocaron varios pozos con el fin de deprimir el nivel freático y reducir la subpresión para evitar dar problemas durante la ejecución de los trabajos de empuje y excavación.

El proceso ha sido el siguiente:

- Ejecución del muro de reacción en la losa del apartado anterior.
- Ejecución de la losa de fondo.
- Ejecución de los hastiales del cajón.
- Montaje de la cimbra.
- Ejecución de la losa superior.
- Desmontaje de la cimbra.
- Montaje de los gatos hidráulicos para el empuje del cajón.
- Inicio del empuje del cajón y excavación del interior.
- Colocación de vigas a medida del avance.
- Hormigonado de los metros de avance.
- impermeabilización de la cubierta.

PK 707+761.45 a PK 707+830.

Método general: Preexcavación y posterior ejecución de losa de fondo y hastíales. Relleno de trasdós de hastíales.

El proceso ha sido el siguiente:

- Excavación de los primeros metros de terreno con talud definitivo 2H:1V (consultar perfiles transversales).
- Construcción de la losa de fondo y tacón de la zapata de los muros dejando un resguardo de 1 metro entre la losa y el pie del talud.
- Ejecución de los hastiales de los muros.
- Construcción de drenajes, impermeabilización y relleno del trasdós de los muros.

PK 707+830 a PK 707+955

Método general: Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Ejecución de recrecidos de muros, colocación de puntales definitivos. Excavación con empleo de bombeo y ejecución de contrabóveda.

En esta zona la preexcavación se ha llevado hasta la cota de coronación de muros pantalla. El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Preexcavación provisional de los primeros metros de terreno con talud 1H:1V.
- Construcción de las pantallas.
- Instalación del bombeo.
- Ejecución del descabezado de pantallas.
- Ejecución de recrecido de muros
- Colocación de puntales definitivos.
- Excavación entre pantallas por fases con colocación de puntales provisionales
- Construcción de losa de fondo.
- Retirada de los puntales provisionales.
- Retirada del bombeo y sellado de pozos.
- Revestimiento y remates del túnel.

Pozo de bombeo

Método general: Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Excavación con empleo de bombeo y ejecución de losa de fondo. Ejecución de forjados. Colocación de cubierta.

El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Preexcavación provisional de los primeros metros de terreno con talud 1H:1V y bermas laterales.
- Construcción de las pantallas.
- Instalación del bombeo.
- Ejecución del descabezado de pantallas y viga de coronación de pantallas.
- Ejecución de muros de edificio de salida.
- Impermeabilización del trasdós de los muros y relleno de tierras.
- Excavación en mina entre pantallas por fases con colocación de puntales provisionales.
- Construcción de losa de fondo.
- Retirada de los puntales provisionales.
- Retirada del bombeo y sellado de pozos.
- Ejecución de forjados interiores
- Revestimiento y remates del pozo.

Salidas de evacuacion

Método general: Preexcavación y ejecución de muros pantalla. Excavación con empleo de bombeo y ejecución de losa de fondo. Ejecución de escaleras y forjados. Colocación de cubierta.

El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Preexcavación provisional de los primeros metros de terreno con talud 1H:1V y bermas laterales.
- Construcción de las pantallas.
- Instalación del bombeo.
- Ejecución del descabezado de pantallas y viga de coronación de pantallas.
- Excavación en mina entre pantallas por fases con colocación de puntales provisionales.
- Construcción de losa de fondo.
- Retirada de los puntales provisionales.
- Retirada del bombeo y sellado de pozos.
- Ejecución de muros de edificio de salida
- Impermeabilización del trasdós de los muros y relleno de tierras.
- Ejecución de forjados interiores
- Revestimiento y remates.

Chimeneas de ventilacion

Método general: Ejecución de muros.

El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Ejecución de zapata de muros.
- Ejecución de los hastiales de los muros.
- Impermeabilización del trasdós de los muros
- Relleno de tierras del trasdos de los muros.
- Colocación de reja.

Bypasses

Método general: Ejecución de pantallas de gravas y rebaje del nivel freático. Tablestacado para posterior excavación y ejecución de muros y losa de fondo.

El proceso a seguir ha sido el siguiente:

- Ejecución de pantallas.
- Colocación de tubo drenante
- Relleno de gravas
- Hinca de tablestacas.
- Excavación en mina entre pantallas por fases con colocación de puntales provisionales.
- Construcción de losa de fondo.
- Ejecución de muros
- Impermeabilización del trasdós de los muros y relleno de tierras.
- Perforación de pantallas y colocacion de griferia.
- Colocación de reja.