ANEJO Nº 6. ESTRUCTURAS

4. Cálculos

Cálculos Tramo Cruce B-17

PK. 706 + 400.00 a 706 + 640.00

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DE LA FASE 1 DEL TRAMO DE CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO -B-17-. PK: 706+400 a 706+437,2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 25 de marzo de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA CARRETRA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO (B-17). –FASE 1-

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata del cruce del Falso Túnel ferroviario de Can Tunis con la carretera Barcelona – Enlace Aeropuerto (B-17) y una serie de servicios, entre los PK's 706+400 y 707+620 de la traza, aproximadamente.

El cruce con la carretera y con los diferentes servicios afectados en esta zona se plantea con sucesivos desvíos, de modo que, tanto la carretera como los servicios no se interrumpan mas que para ejecutar el desvío propiamente dicho. La construcción y reposición total de la estructura cuenta con un total de cinco fases. En este documento se detalla el cálculo y verificación de la primera de las fases, entre los PK's 706+400 y 706+437,20.

Estos desvíos sucesivos, sin cortes de tráfico ni servicios, exigen una ejecución rápida y con unas limitaciones de espacio muy restrictivas. Por estos dos motivos se plantea una cubierta a una cota elevada que obligue a una reposición mínima sobre ella. La cubierta de la primera fase se encuentra entre las cotas 4.30 y 5.80 y la cubierta del resto de fases, justo debajo del cruce con la B-17, entre las cotas +6.30 y +7.80. Estos saltos de cota permiten reponer el terreno natural con mayor celeridad y hacen disminuir mucho los taludes de excavación o terraplenado en las diferentes fases, ganando así el espacio necesario. El gálibo interior de la sección transversal aumenta y el resto de dimensiones se mantiene según las especificaciones del proyecto original.

Por los mismo motivos expuestos anteriormente, la losa de cubierta se ejecutará totalmente "in situ", sin prelosas, y toda la excavación interior del Falso Túnel se realizará en mina. Las restricciones geométricas obligan a ejecutar losas esviadas que permitan una mayor amplitud de los taludes de terraplenado y un máximo acercamiento a los taludes mínimos de excavación, dependiendo de la fase en ejecución. Los saltos de cota entre cubiertas adyacentes obligan a la utilización de muros de cierre entre algunas de las fases.

Las secciones transversales resultantes tienen gálibos totales elevados, de hasta 14.45 metros entre cara inferior de la cubierta y eje de la contrabóveda. Estas distancias altas entre ejes de apoyos se traducen en mayor luz a flexión de las pantallas que, para trabajar bajo la acción de esfuerzos razonables y con movimientos admisibles, requieren de la utilización de apeos intermedios con carácter definitivo, situados por encima del gálibo estricto. Estos apeos no son necesarios en todos los subtramos del tramo objeto de estudio, sólo en los de cubierta más alta, y por tanto, no afectan a la Fase 1.

En este tramo del Falso Túnel se prevé un ramal de acceso de la L.A.V. al aeropuerto que, de momento, queda cegado. Este ramal de desvío obliga a un ensanchamiento de la sección tipo del Túnel, con el incremento de luz de la cubierta que supone. En la primera fase de ejecución del tramo las luces máximas llegan a ser de unos 18.0m. Para esta primera fase de ejecución se plantea una losa de hormigón armado, ejecutada totalmente "in situ", sobre un terreno tratado que actúa como encofrado, con un canto total de 1.50 m que supone 1/12 de la luz de cálculo.

En los croquis adjuntos al final de esta memoria puede verse la propuesta de fases de ejecución para este tramo del Falso Túnel. En los mismos croquis se representan los desvíos de tráficos y servicios necesarios en cada una de las fases.

En el apartado de planos de este documento se presentan los planos de definición estructural de las pantallas para la primera fases de este tramo, así como los de su losa de cubierta. En los planos de las pantallas se incluye el esquema que define el procedimiento constructivo según el cual se han calculado.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS Y SERVICIOS EXISTENTES.

La traza del Falso Túnel cruza con la carretera B-17, con una líneas eléctricas de media tensión soterrada, líneas telefónicas subterránea, etc, y un ramal de acceso a una estación de servicio. Todos estos servicios y sus desvíos se describen en los croquis adjuntos al final de esta memoria.

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 sección entre hastiales y de la infraestructura de vía 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.

El procedimiento constructivo requiere de unos achiques de agua entre hastiales para permitir la excavación interior del Túnel. Para la acción del agua durante construcción se han considerado leyes de presión análogas a las que se consideraron en el tramo de pruebas, de modo que debe respetarse el mismo esquema de bombeo de agua que se ha definido para este tramo.

2.5 CARGAS VERTICALES SOBRE CUBIERTA.

Para las alturas de tierras se toman los perfiles transversales definidos en el Proyecto Original, con las cargas que suponen.

Las cargas de tráfico se aplican en todas las fases constructivas de la cubierta en las que existe. En la Fase 1 aquí tratada no se prevé la acción de tráfico, por lo que la sobrecarga de utilización considerada es la 10kN/m^2.

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.

El cálculo de acciones se ha regido por el articulado 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)

Asimismo, se ha tenido en cuenta el procedimiento constructivo evolutivo, tomando para cada una de las fases intermedias el esquema estático real y obteniendo 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 la verificación y dimensionamiento de la losa de cubierta se han tenido en cuenta las cargas de tierras y las cargas del tráfico (en caso de existir). Se ha comprobado la losa frente a cargas verticales y también se ha comprobado su estabilidad bajo el axil que le introducen las pantallas que sobre ella se apoyan.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón pantallas: HA-25
- Hormigón losa de cubierta: HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control (con los coeficiente de seguridad de materiales y acciones que implican):

- 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 de la Fase I se presentan a modo de resumen en la nota de cálculo de cada uno de los procedimientos constructivos planteados.

Para el cálculo de la losa de cubierta se han empleado métodos manuales y emparrillados planos que permitan simular singularidades que requieran estudios de mayor detalle. Los emparrillados planos se han destinado a evaluar la influencia de muros extremos en los cambios de altura de la cubierta (que actúan como vigas de mayor rigidez y tienen influencia en la distribución de esfuerzos), y a estudiar la distribución de esfuerzos en los bordes libres de las losas esviadas que aparecen en las diferentes fases del procedimientos constructivo.

Se prevé la posible disposición de muros en los extremos de las losas, en las diferentes fases, que permitan contener tierras y disminuir el espacio perdido con derrames de tierra. Los flectores que estos muros introducen en la losa se han tenido en cuenta en el dimensionamiento de la misma.

Estos muros se ejecutarán con un desarrollo longitudinal discreto, de modo que unas juntas verticales de separación entre tramos les impiden funcionar como viga y actuar como punto rígido para la cubierta. Anulando la capacidad a flexión del muro se evita la introducción de esquemas estáticos en la losa que requieran disposiciones especificas de armado (armado frente a momentos negativos, cuelgue de reacciones de cortante, etc.)

Los muros tienen carácter temporal y, aunque no se prevé su demolición, tampoco se presta especial atención a su durabilidad, por lo que sólo se garantiza su seguridad estructural.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Se plantean un procedimiento constructivo similar al P2 para la ejecución del Falso Túnel en el cruce con la carretera Barcelona – Enlace Aeropuerto (B-17).

Se parte de una cubierta ejecutada directamente sobre el terreno tratado y, toda la excavación del interior del Falso Túnel se realiza en mina, eliminando la excavación a cielo abierto.

El procedimiento constructivo requiere de la disposición de puntales definitivos por encima del gálibo para reducir esfuerzos y movimientos en las pantallas. Asimismo, se requiere de la utilización de puntales provisionales que permitan contener esfuerzos en fases intermedias de ejecución. La descripción del procedimiento constructivo puede consultarse en el anejo de planos adjunto a esta memoria. En la Fase 1 de ejecución del tramo aquí presentada, no es preciso utilizar los puntales definitivos y basta con los provisionales para la excavación interior del falso túnel.

<u>Procedimiento constructivo</u>:

- Desvío de tráfico y servicios (cuando corresponda) y preparación de la plataforma de trabajo a la cota z=+5.80m o z=+7.80, según corresponda.
- Ejecución de las pantallas.
- Drenaje entre pantallas hasta alcanzar el estado de presiones de agua definido para las fases de construcción.
- Descabezado de las pantallas hasta la cota de cara inferior de la cubierta y tratamiento del terreno entre pantallas para poder actuar como encofrado de la losa de cubierta.
- Ejecución de la cubierta.
- Reposición de servicios y terreno sobre la losa de cubierta (cuando corresponda).
- Primera excavación interior del Falso Túnel en mina.
- Apuntalamiento definitivo (esta fase y la anterior sólo se ejecutan en las fases en que sean necesarias).
- Excavación interior del Falso Túnel hasta, aproximadamente, 5.0m por encima de la cota de máxima excavación (C.M.E.).
- Apuntalamiento provisional y excavación hasta C.M.E.
- Relleno de zahorras y ejecución de la contrabóveda.
- Retirada de puntales provisionales.
- Fin del drenaje entre pantallas.

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 últimos de flexión y cortante), que puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

Para la losa de cubierta se realiza un estudio con emparrillado plano que permita tener en cuentas las posibles singularidades geométricas que afecten a su comportamiento, como muros extremos o esviajes acusados.

6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

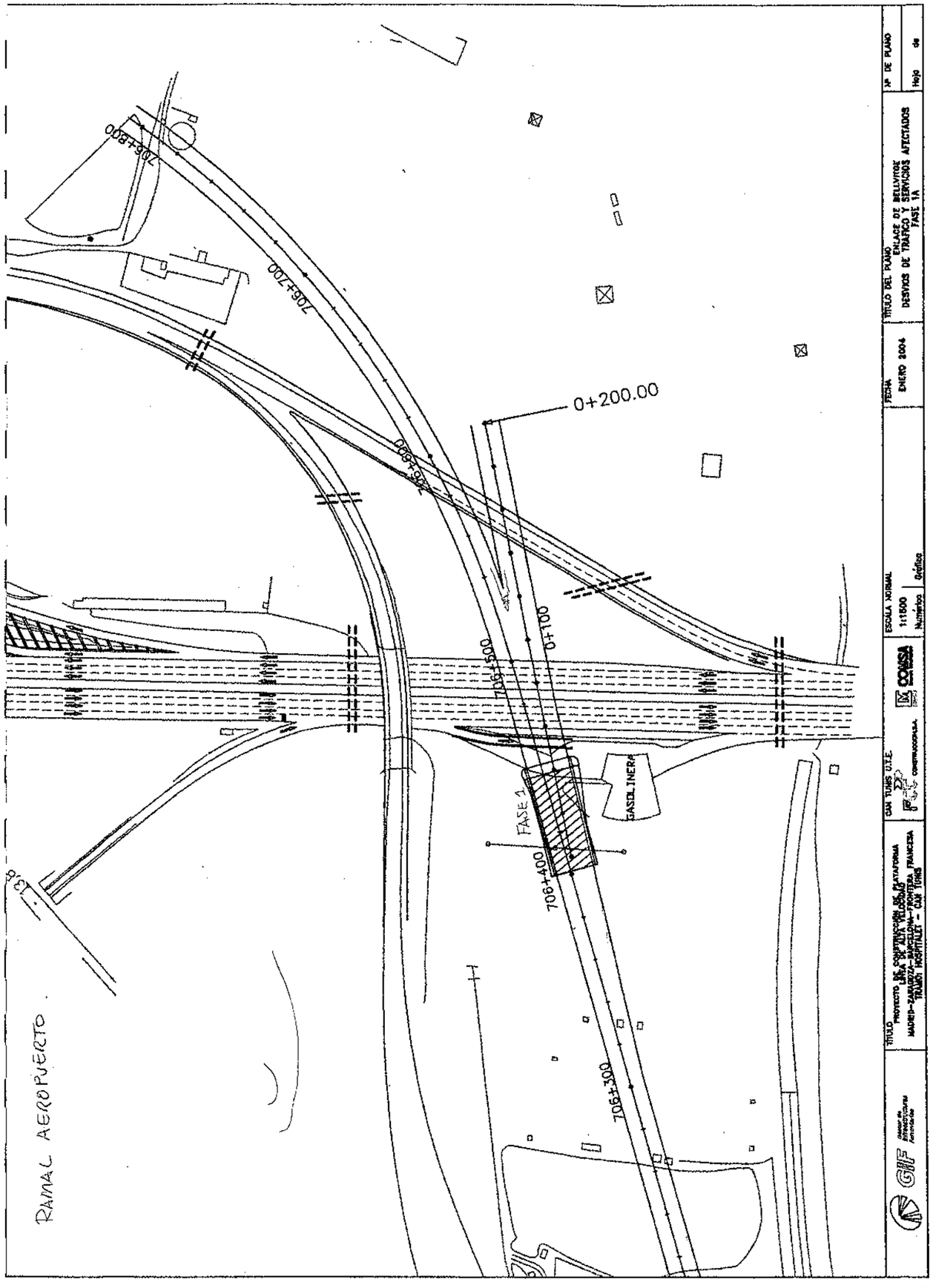
El análisis de las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0.

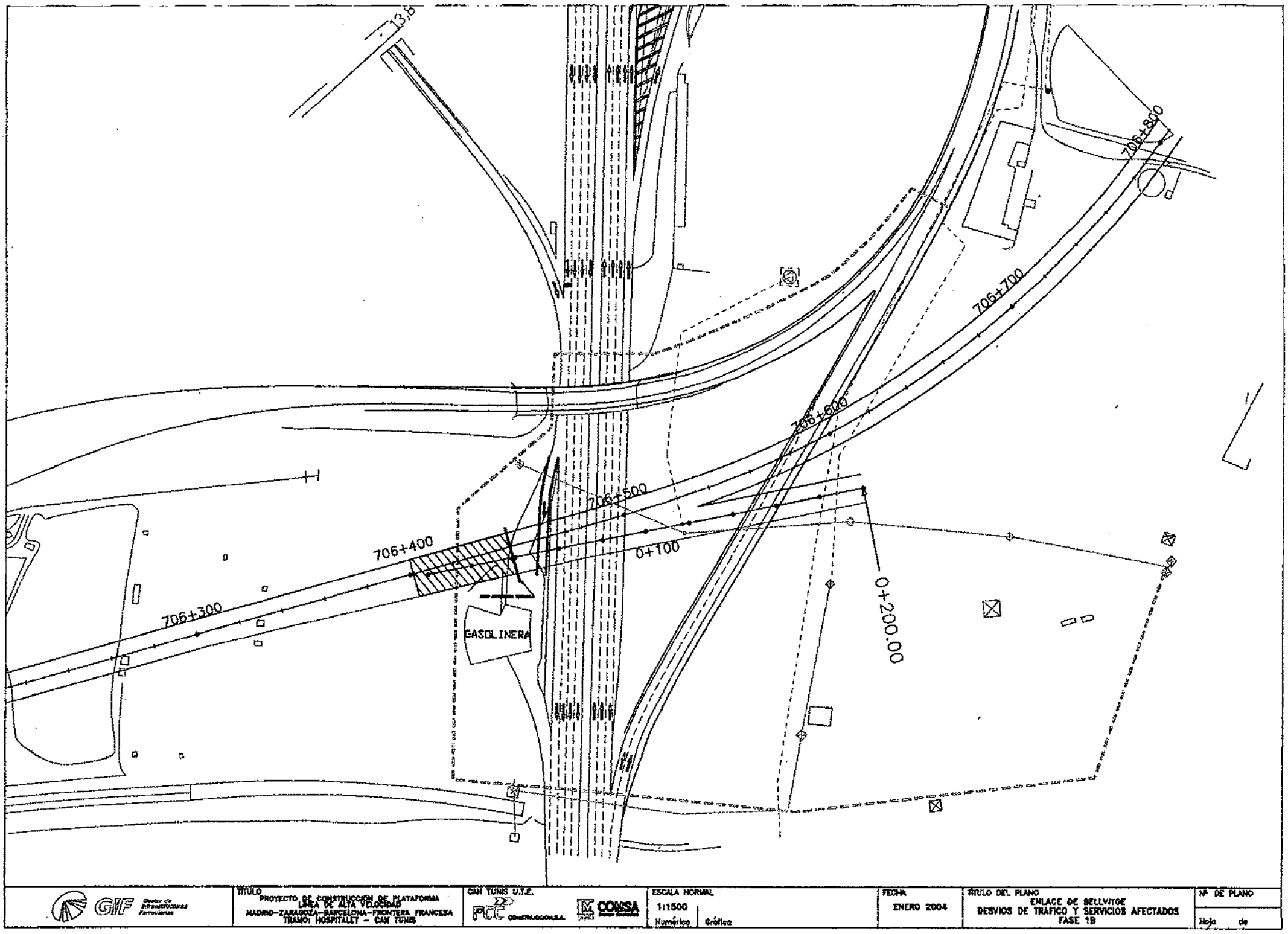
El análisis estructural de las losa de cubierta se ha realizado con el programa comercial SAP2000

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.

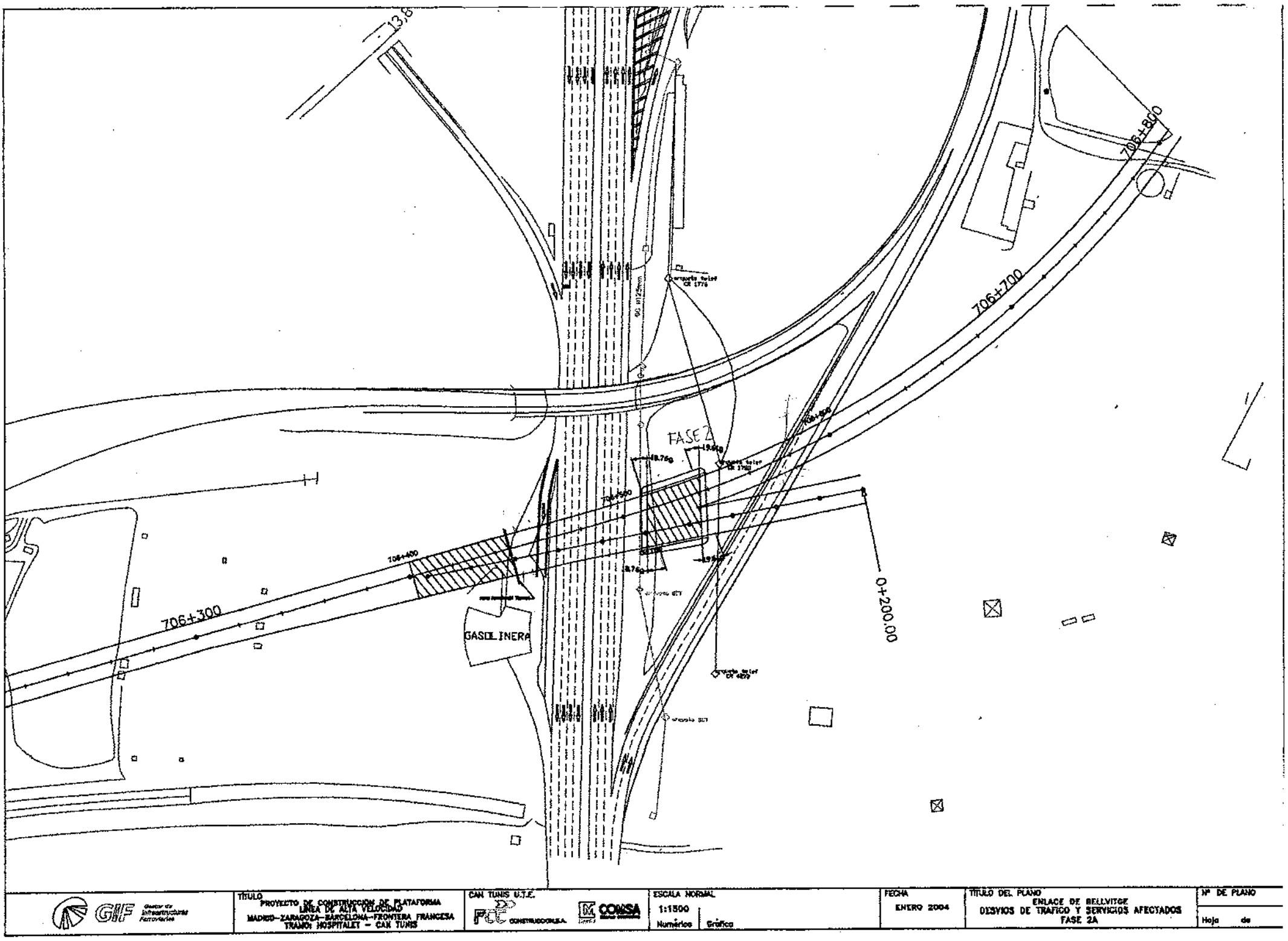
Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 25 de marzo de 2004

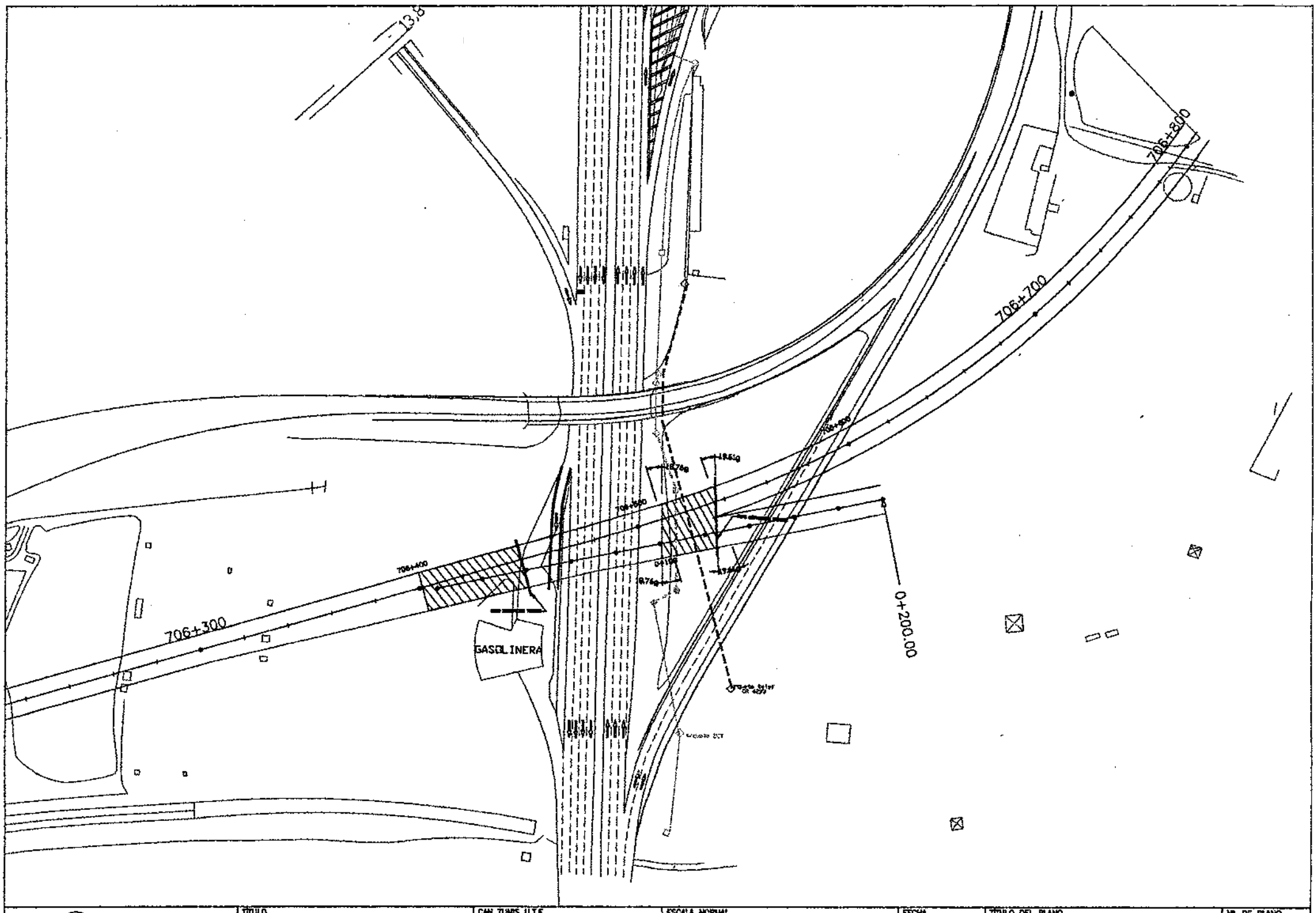




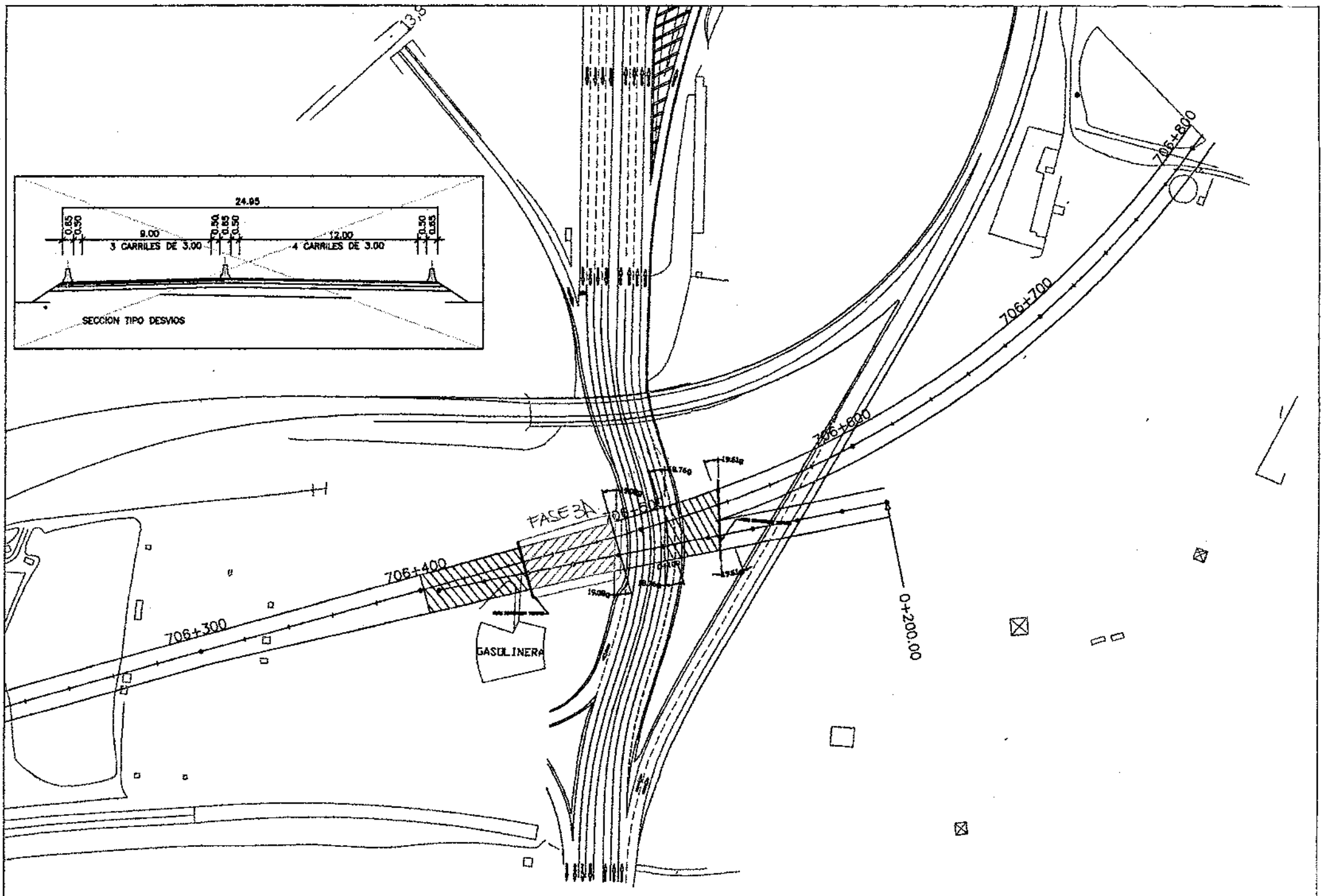
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO: PROYECTO DE CONSTRUCCION DE PLATAFORMA LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCION, S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica / Gráfica	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 1B	Nº DE PLANO Hoja de



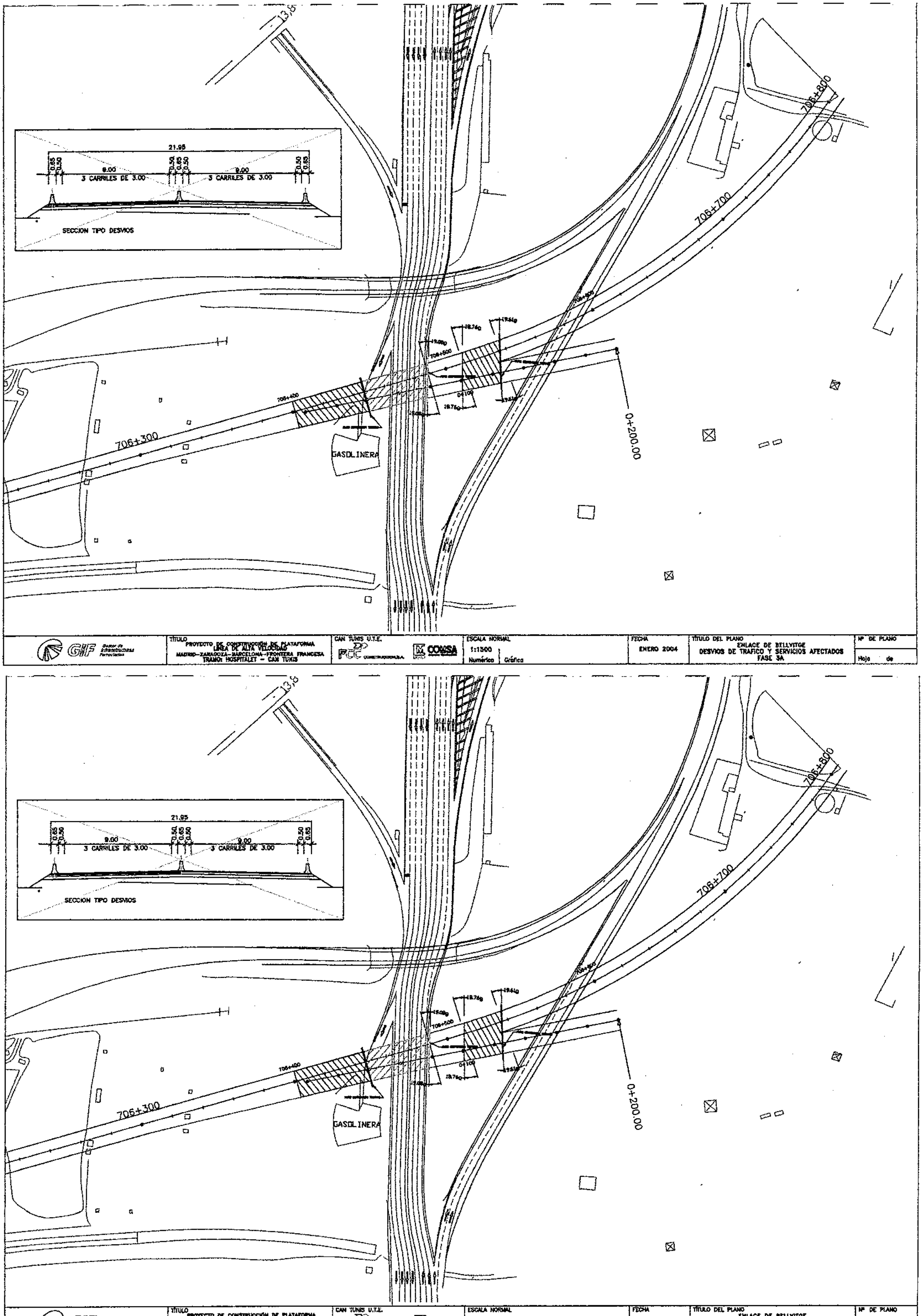
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO: PROYECTO DE CONSTRUCCION DE PLATAFORMA LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCION, S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica / Gráfica	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 2A	Nº DE PLANO Hoja de



GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica / Gráfica	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 2B	Nº DE PLANO Hoja de

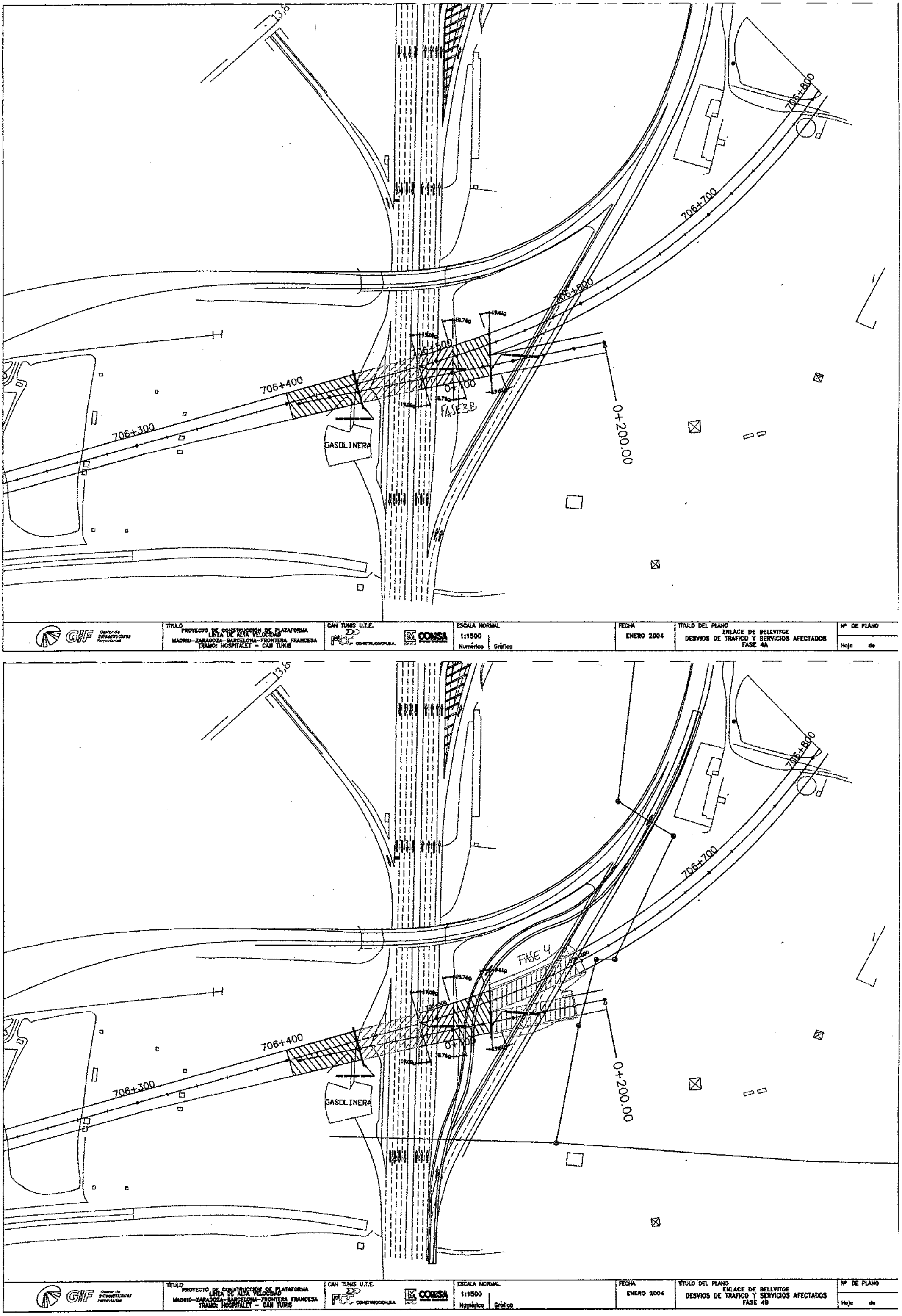


GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica / Gráfica	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 2C	Nº DE PLANO Hoja de

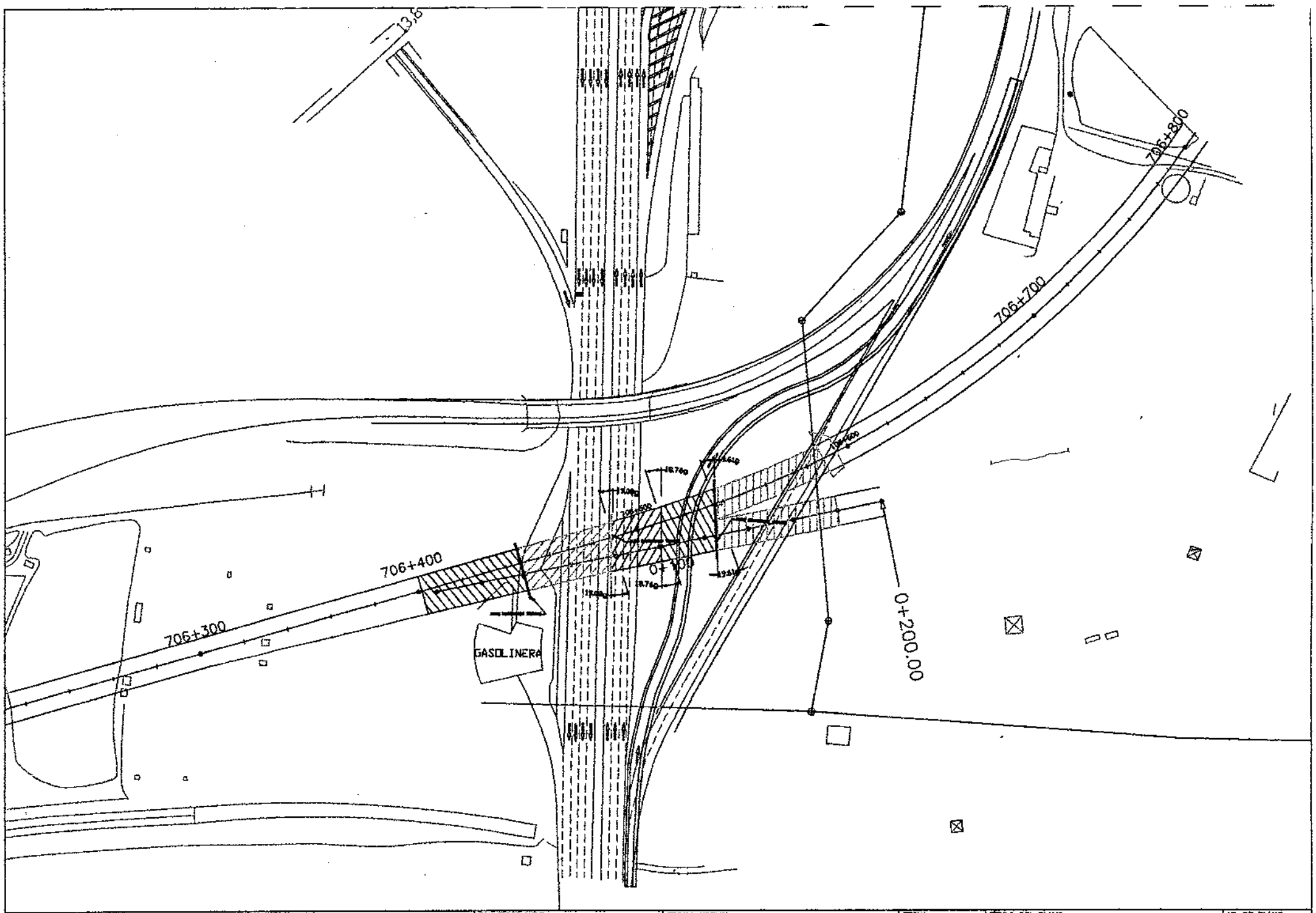


GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCION S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico / Gráfica	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 3A	Nº DE PLANO Hoja de

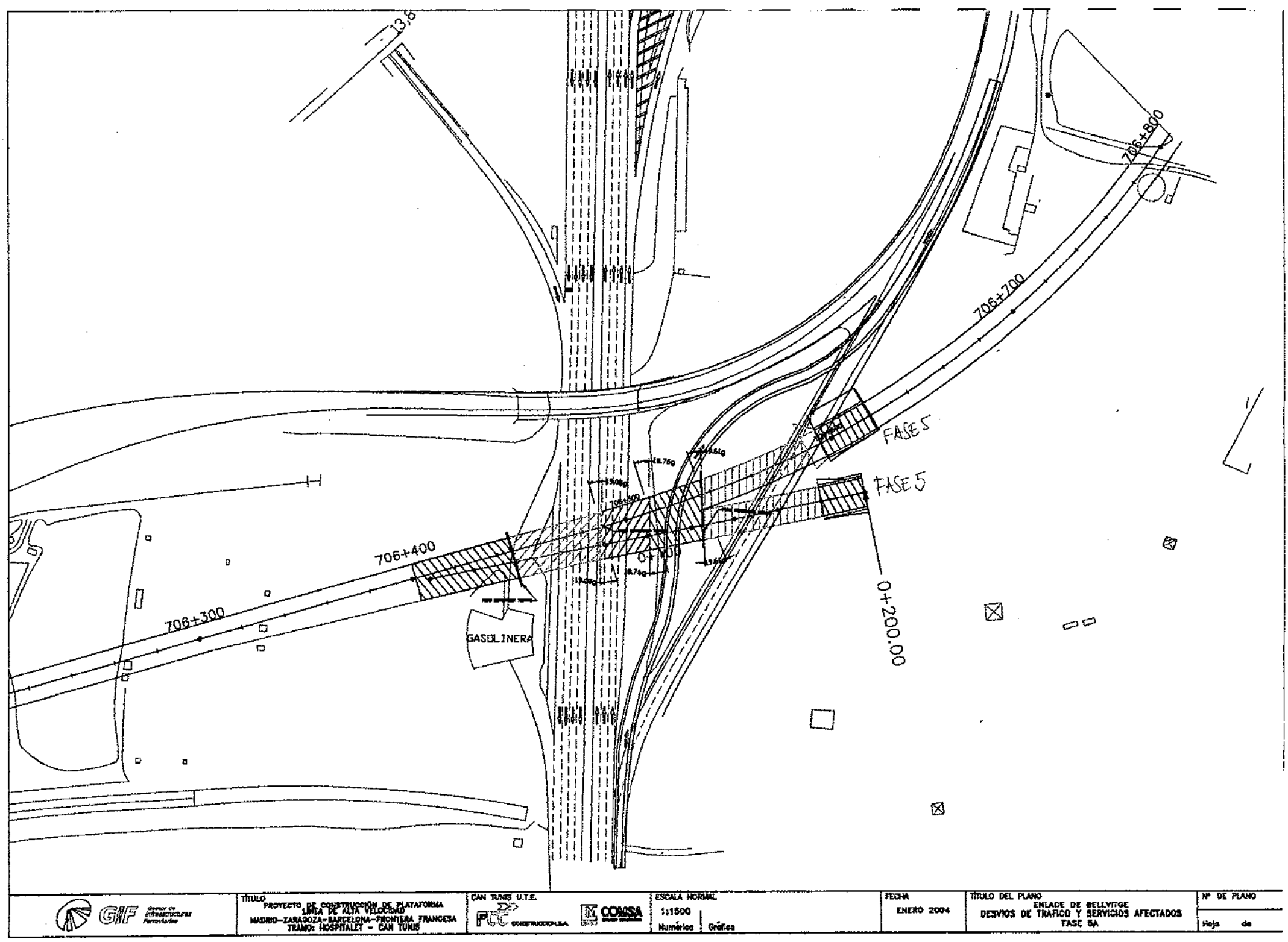
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCION S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico / Gráfica	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 3A	Nº DE PLANO Hoja de



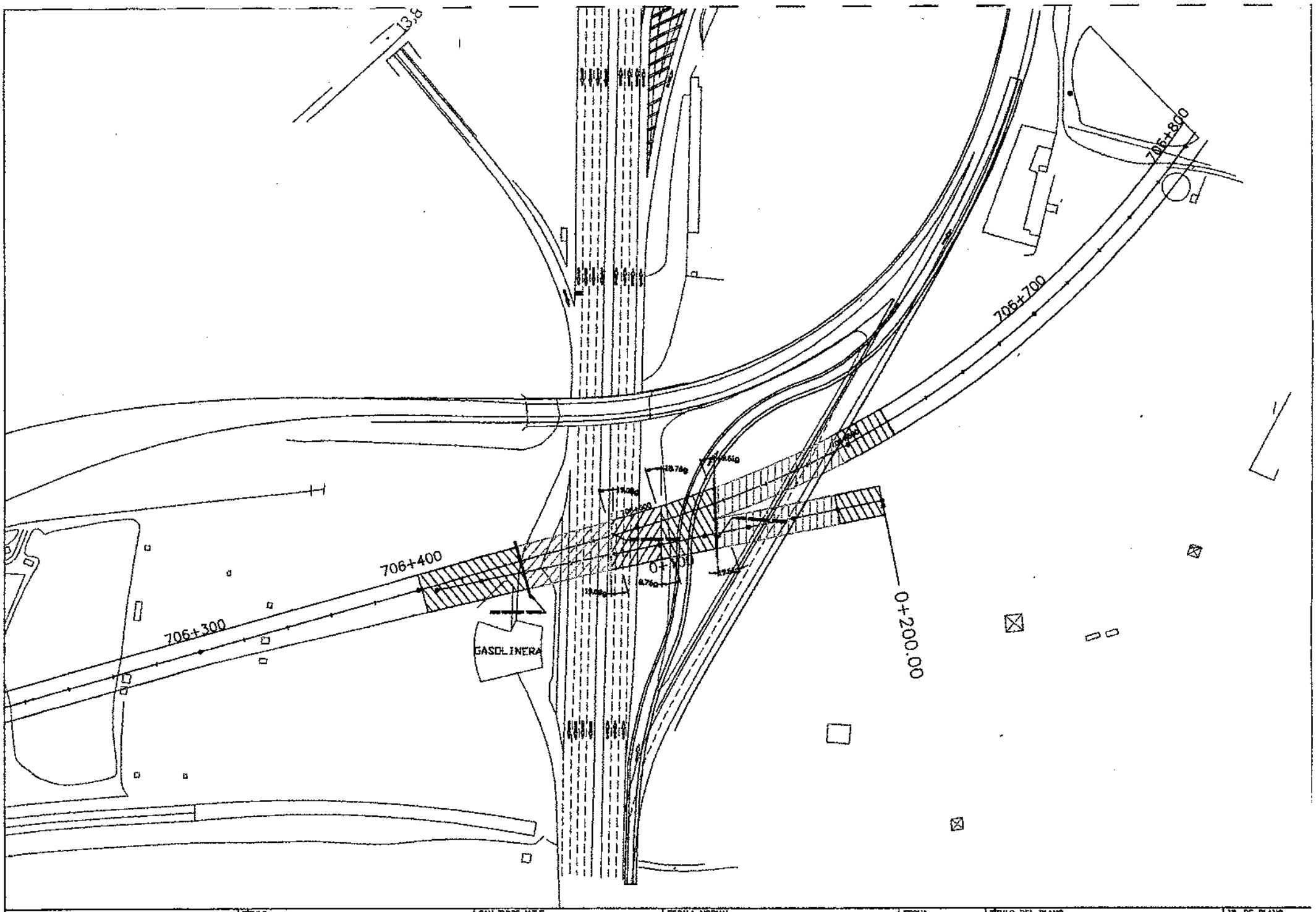
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica | Gráfica	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 4A	Nº DE PLANO Hoja de
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica | Gráfica	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 4B	Nº DE PLANO Hoja de



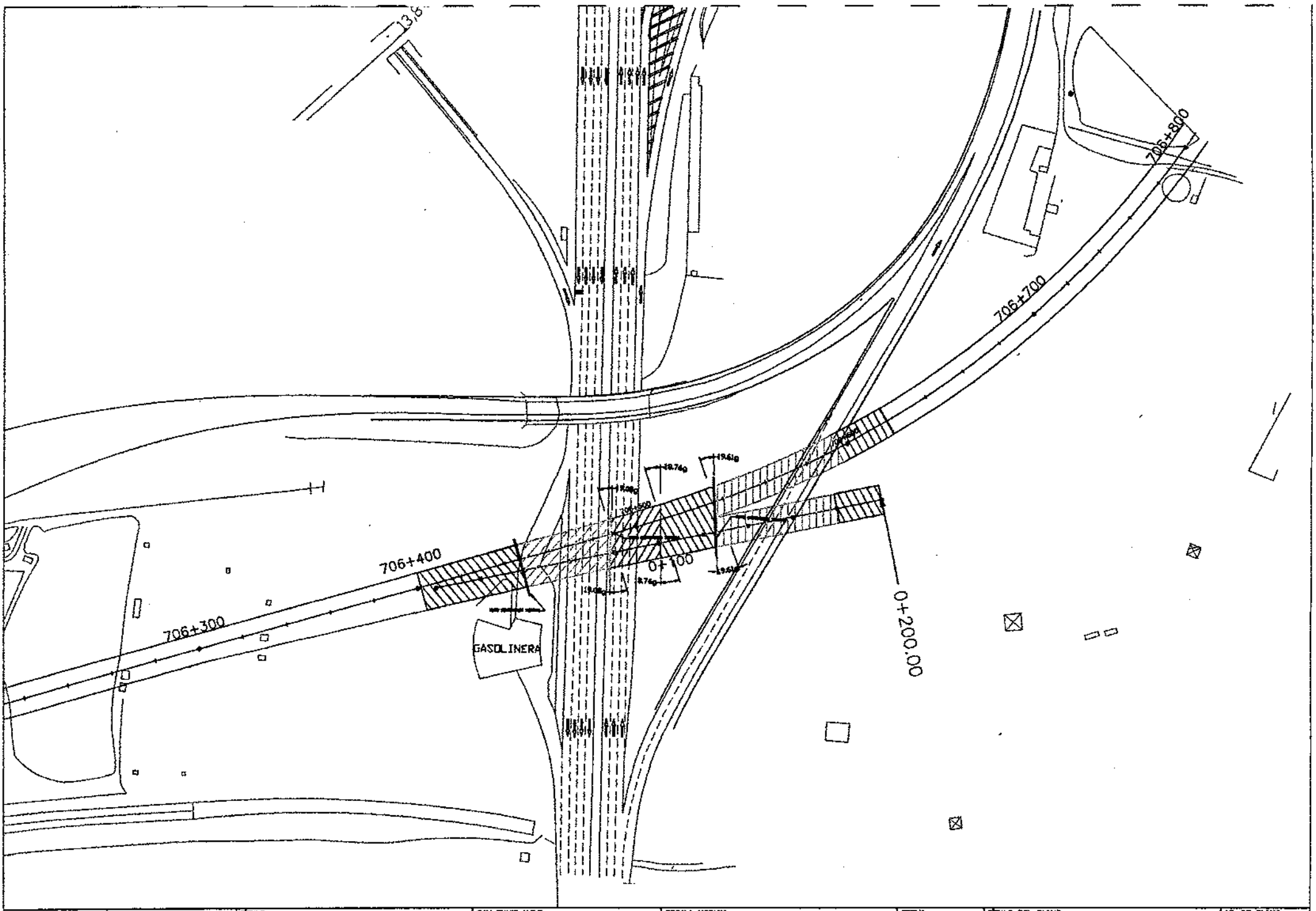
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCION S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica | Gráfica	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 4C	Nº DE PLANO Hoja de



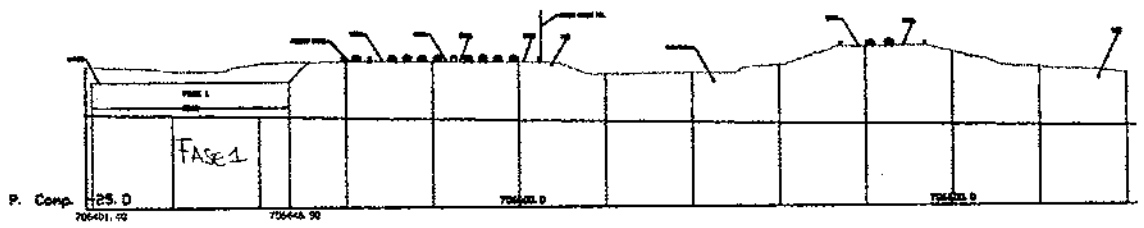
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCION S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica | Gráfica	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 5A	Nº DE PLANO Hoja de

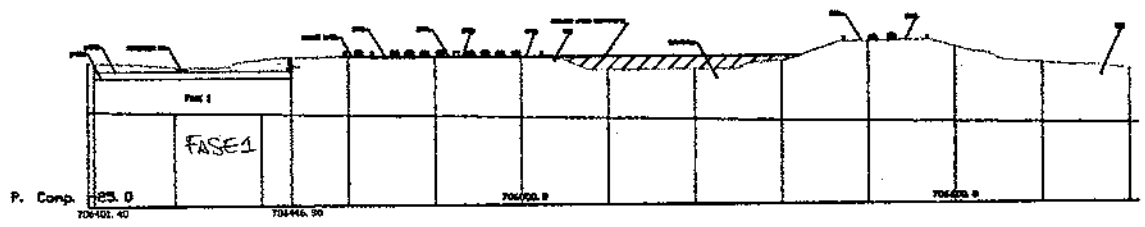


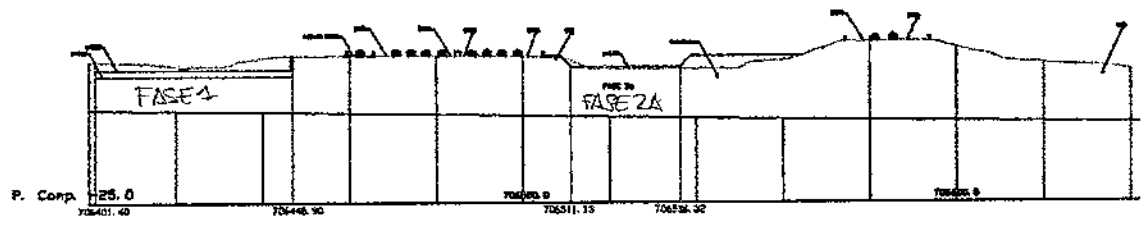
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica | Gráfica	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 5B	Nº DE PLANO Hoja de

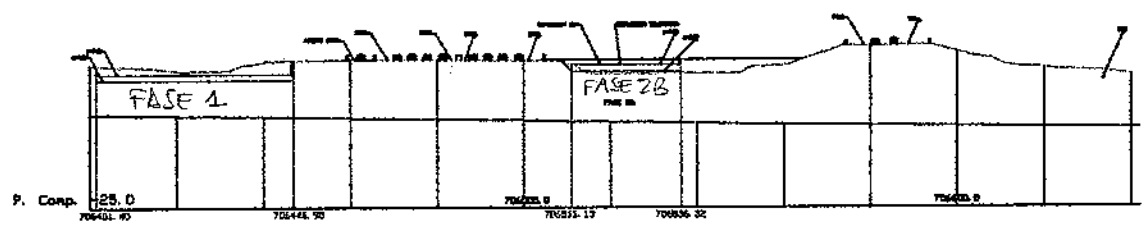


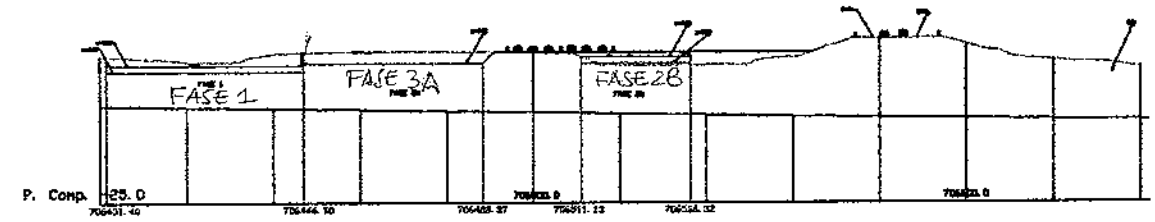
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica | Gráfica	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 5C	Nº DE PLANO Hoja de

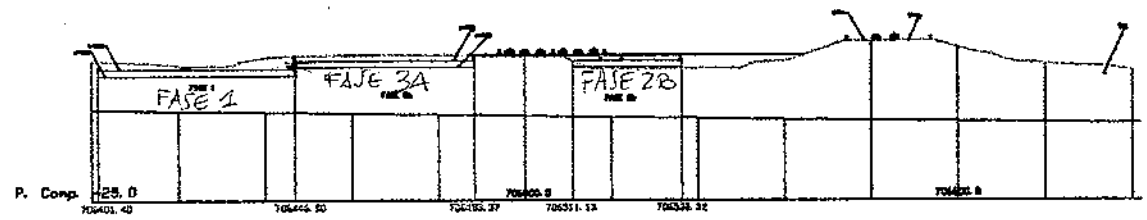

FASE 1
P. Comp. 25.0

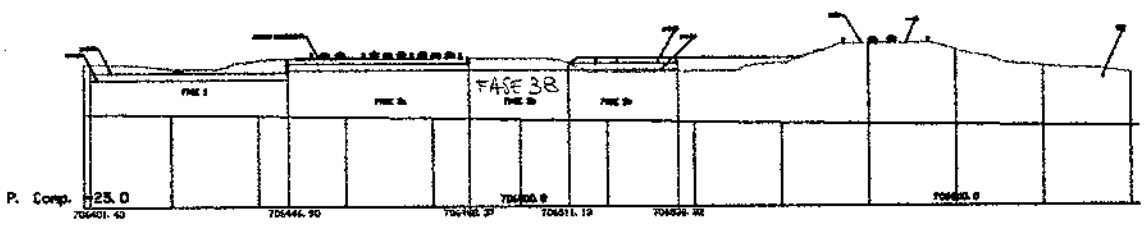

FASE 1
P. Comp. 25.0

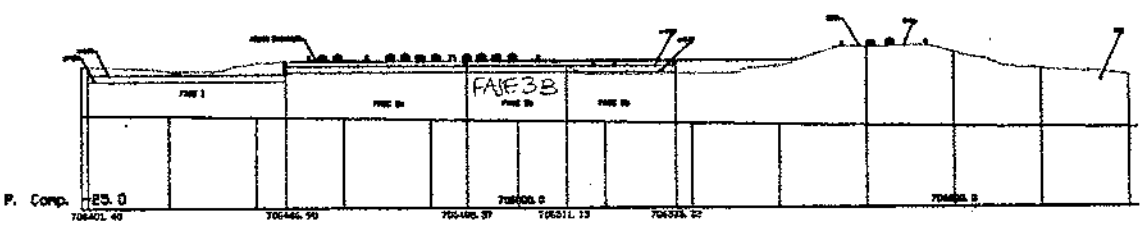

FASE 1
FASE 2A
P. Comp. 25.0

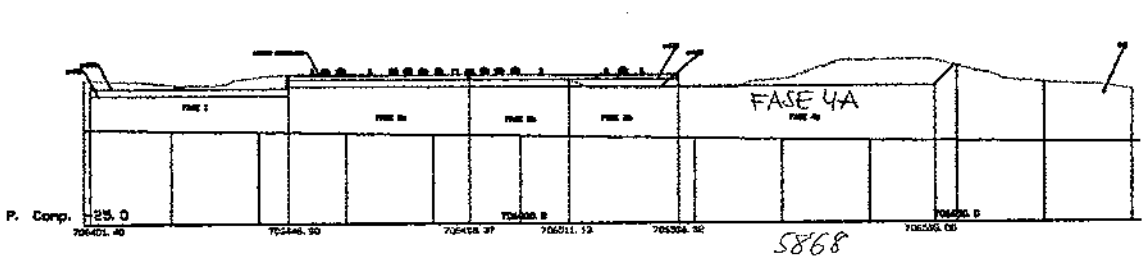

FASE 1
FASE 2B
P. Comp. 25.0


FASE 1
FASE 3A
FASE 2B
P. Comp. 25.0

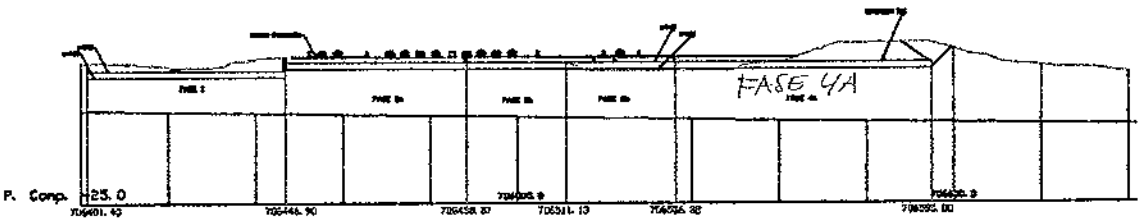

FASE 1
FASE 3A
FASE 2B
P. Comp. 25.0

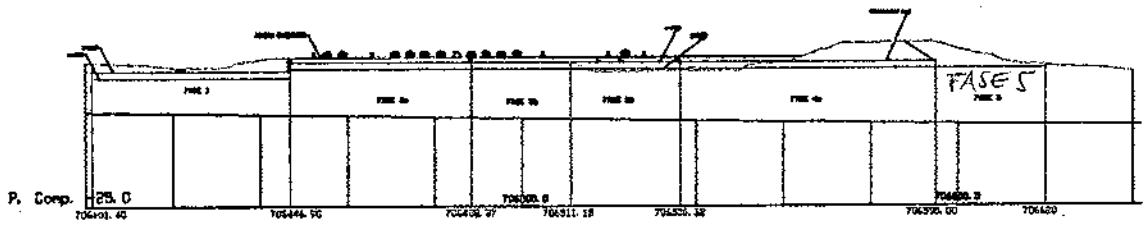

FASE 3B
P. Comp. 25.0

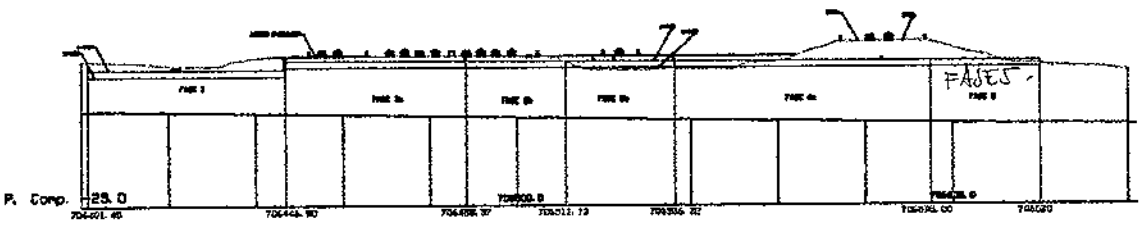

FASE 3B
P. Comp. 25.0


FASE 4A
P. Comp. 25.0

5868


FASE 4A
P. Comp. 25.0


FASE 5
P. Comp. 25.0


FASE 5
P. Comp. 25.0

NOTA DE CÁLCULO

Can. Tunis 23-Mar-2004

DETERMINACIÓN COTAS CARRIL:

PK Inicio PK= 705+900

Z inicio = 3.725m

- En PK = 706+400 LAR = 480m

Lv: 480 · p = 480 · 1.5/100 = -7,20m

Z = 3.725 - 7,20 = -3.475m

Cota carril Z = -3,475m

CME Z = -6.775m

Cota eje catenaria Z = -4,975m

- En PK = 706+437,20 LAR = 517,2m

Δh = LAR · p = 517,2 · (-1,5/100) = -7,758m

Z = 3.725 - 7,758 = -4,033m

Cota carril Z = -4,033m

CME Z = -7,833m

Cota eje catenaria Z = -5,533m

UNIDADES DEL TRAMO DE CRUCE CON LA GRAN VIA

1ª GRAMA ENTRE PK's 706+401,4 y 706+446,916 1ª FASE

Cota carril

PK medio: 706+920

Z' medio = 3,725 m

p = 1,5% ← Proyecto original (más desfavorable)

PK = 706 446,916

ΔPK = 526,916 m

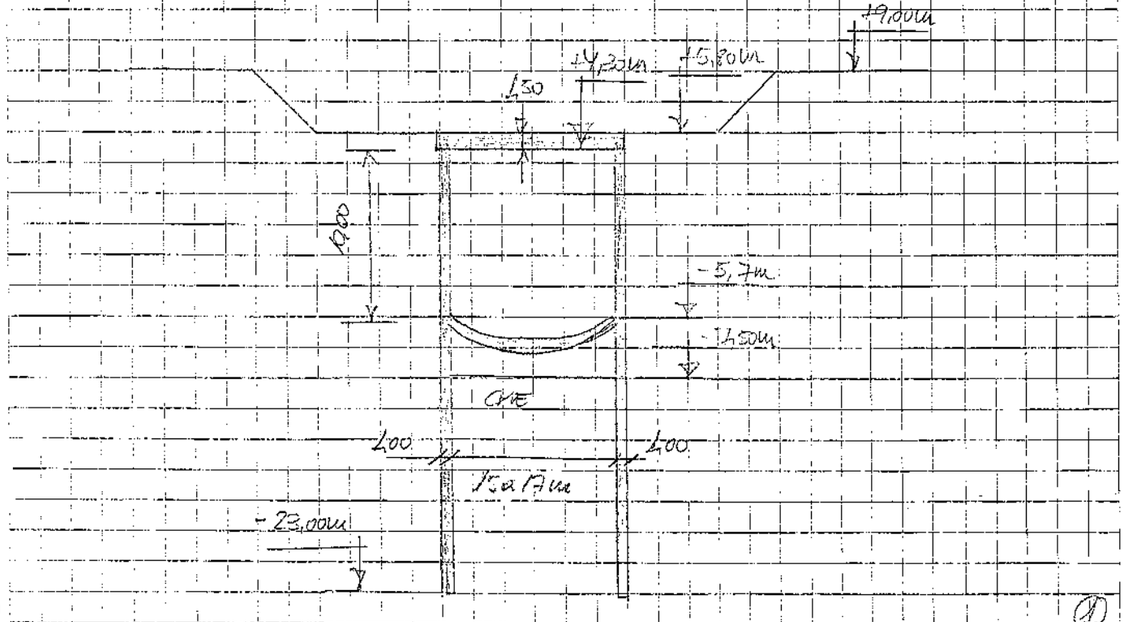
Δh = ΔPK p = 526,916 $\frac{1,5}{100}$ = 7,904 m

Z cima = 3,725 - 7,904 = -4,179 m

Con lo cual CME = -4,179 - 3,30 = -7,479 m

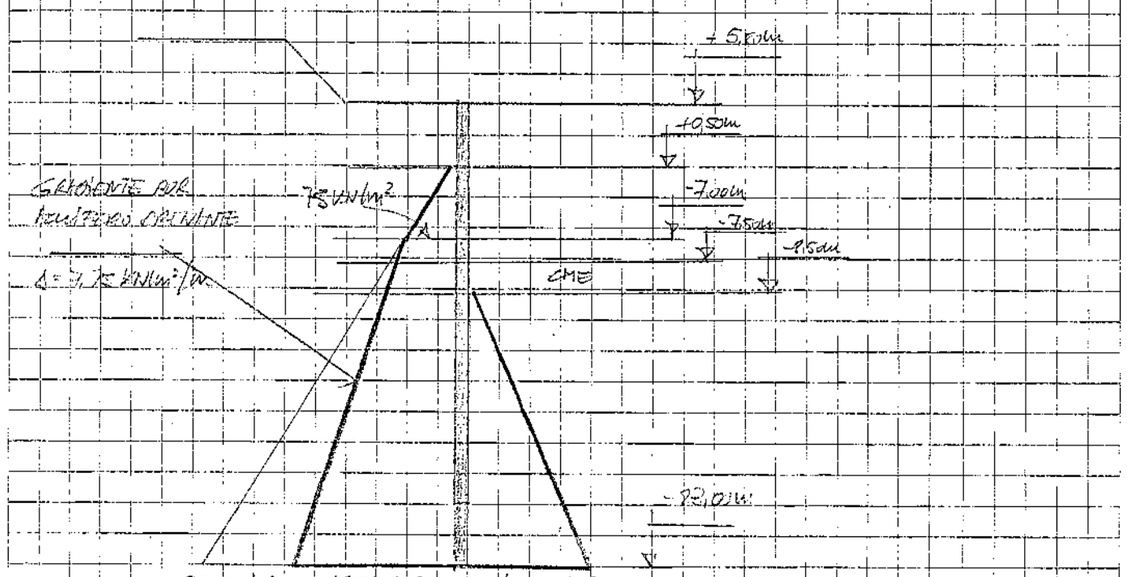
Cota de contabovedas: -7,479 + 1,50 = -5,679 m

SECCIÓN DE CÁLCULO

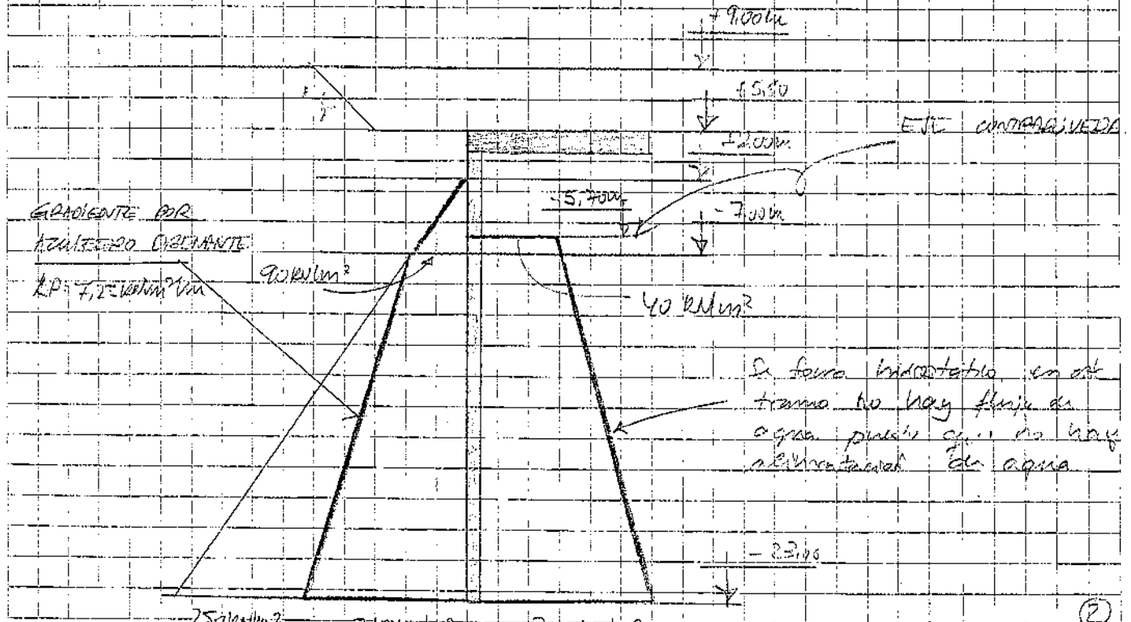


PRESIONES DE AGUA

Para la excavación bajo el fondo final de vaciado se supone un estado en aguas entre pantallas se mantienen los niveles piezométricos exteriores



PRESIONES DE AGUA EN TRASDÓS DERECHO (CASO MÁXIMO DE Nº)



RIGIDECES

① CUBIERTA h = 1,50m A: 1,50 m²/m

$K = \frac{AE}{\ell} = \frac{1,50\ m^2/m \cdot 27264\ MPa}{9,00m} = 4540\ MN/m/m$

K = 454000 Tn/m/m CUBIERTA

② PUNTALES PROVISIONALES:

A: 2# 198 cm² = 396 cm²/puntal (Aproximadamente)

$K = \frac{A \cdot E}{\ell}$

E = 2,1·10⁵ MPa

l: 8,50m ← Caso mas desfavorable en dos vanos

$K = \frac{396,0\ cm^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5\ MPa}{8,50m} = 980\ MN/m/puntal$

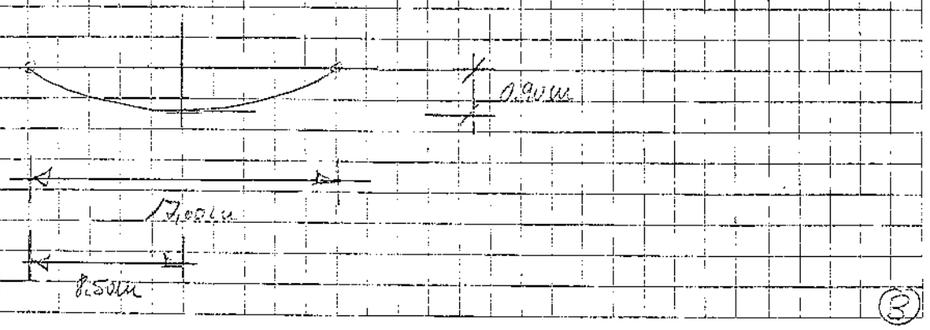
Dispuestos un puntal cada 2,50m

K = 390 MN/m/m **K = 392000 Tn/m/m** PUNTALES

③ SUELO:

Modelo FEM con disminución del coeficiente de balasto del terreno

En bóvedas de vanos bajos del arco - Vanos flanqueantes (L = 9,90m)



Se modela la contrabóveda

Coeficiente de balasto del terreno k_h = 2000 Tn/m³

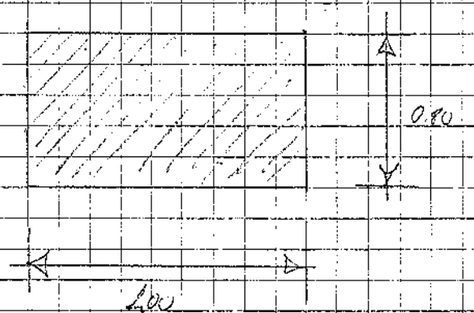
Se tiene discretización a 0,25m

Se tienen vanos con ancho tributario de 0,25m²/m

Kn Rigidez Nudal

K_N: 2000 Tn/m³ · 0,25m²/m = 500 Tn/m

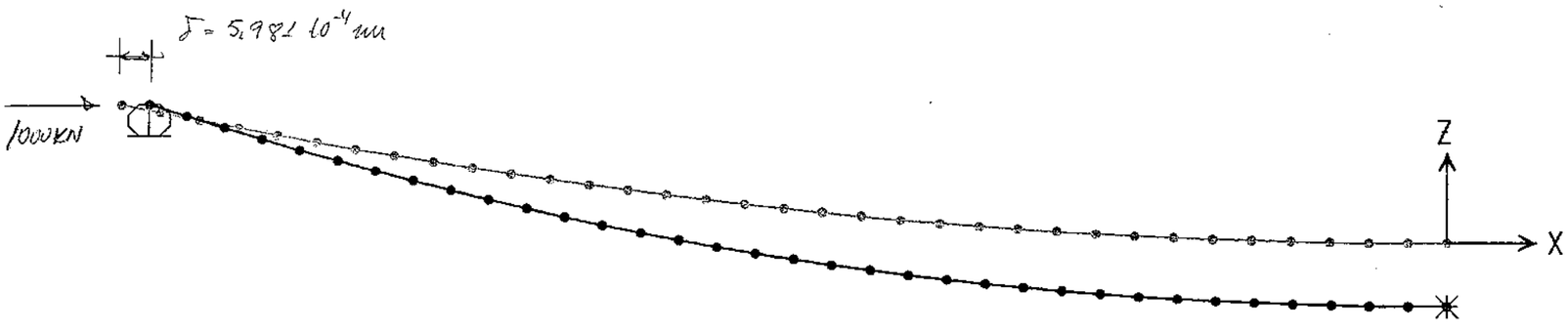
SECCION TRANSVERSAL:



A = 0,80m²/m

$I_{zz} = \frac{1}{12} \cdot 2,00 \cdot 0,80^3 = 0,0427\ m^4/m$

E = 27,64 MPa



$F = K\delta$

$K = \frac{F}{\delta} = \frac{1000\ KN}{5,981 \cdot 10^{-4}\ m} = 1671961\ KN/m$

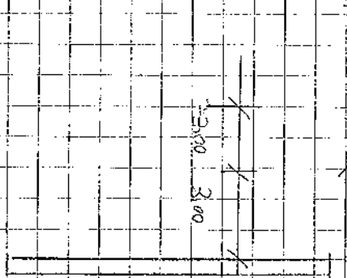
$K_H = 1671961\ Tn/m \rightarrow$ Se toman $\boxed{K_H = 167200\ Tn/m/m}$

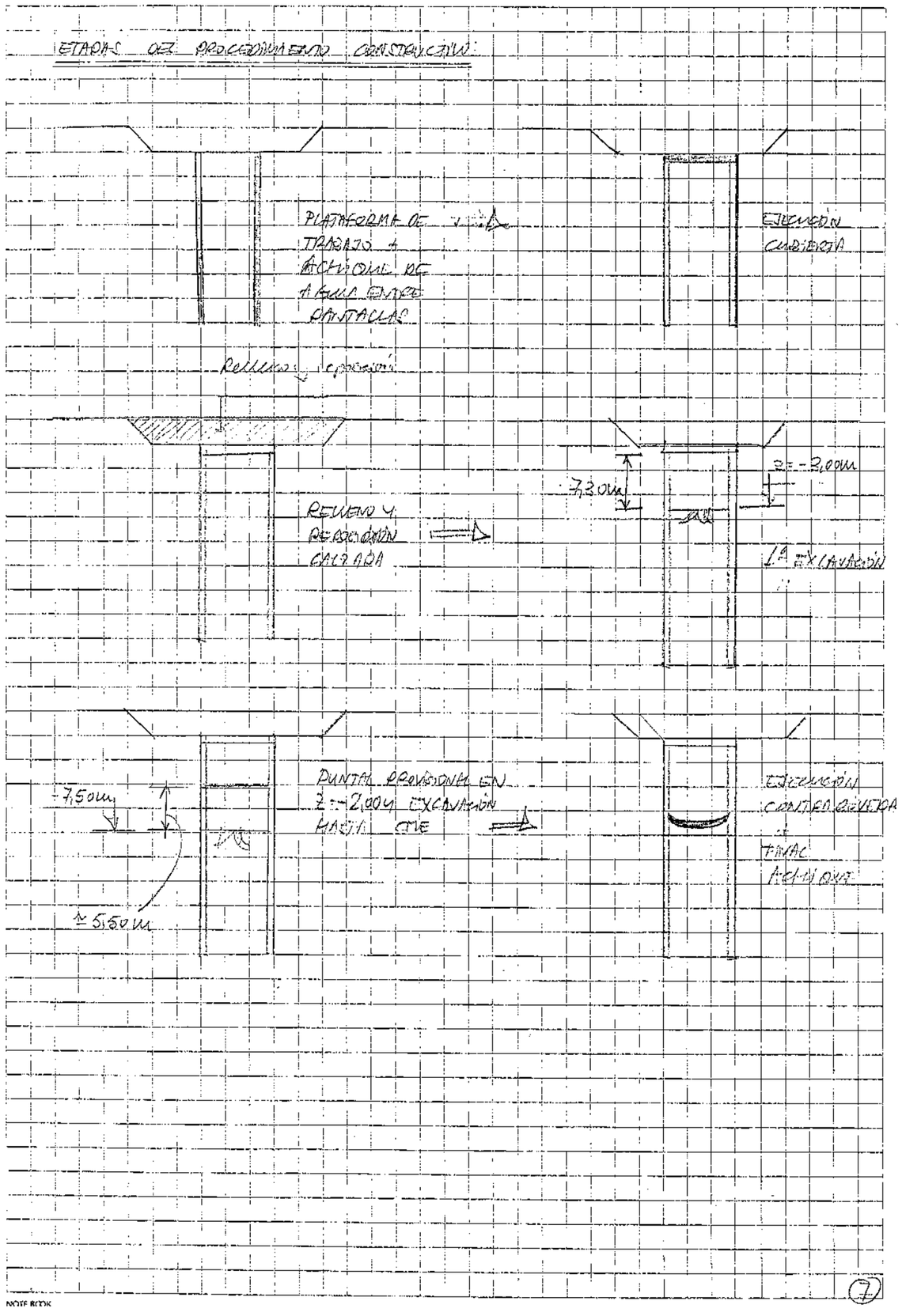
Cam Tunnel 23 Mar - 2004

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2

El diseño fue realizado considerando la construcción de la obra en dos etapas. La primera etapa consistió en la excavación del material existente hasta la cota de apoyo de la losa de fondo, la colocación de concreto pobre y la construcción de la losa de fondo. La segunda etapa consistió en la excavación del material existente hasta la cota de apoyo de la losa superior, la construcción de los muros laterales y la losa superior.

Plata forma de trabajo.





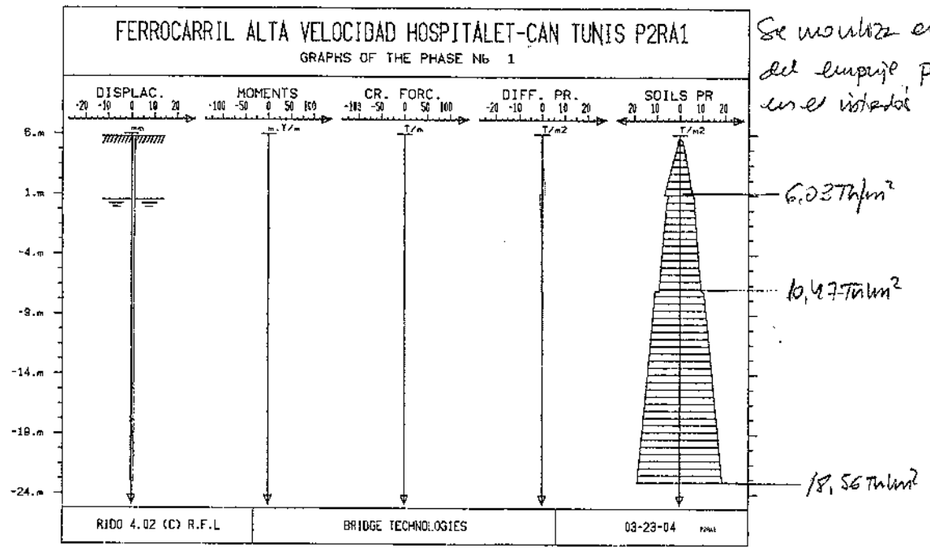
P2R#1

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS ~~P3FR1BB~~ *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -1.5 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE ORIGINAL.
* PRIMER TRAMO DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
5.80
-23 1.0^3*2.726E6/12
9.00
* 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 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 5.80
EXC(2) 5.80
SUB(1,1) 5.80 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 5.80 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 5.80 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 5.80 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 5.80 6.0 35.0 7.4
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -23.0 19.5
WAT(2) -8.5 0.0
WAT(2) -23.0 16.5
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 5.05 1.0 0.0 0.0 454000
SUB(1) 5.80 0.0 35.0 7.4
CAL
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-3.00
EXC(2) -3.00
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.00 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -2.0 1.0 0.0 0.0 39000
EXC(2) -7.50
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -5.70 1.0 0.0 0.0 167200
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -23.0 21.0
WAT(2,1) -5.7 0.0 4.0
WAT(2) -23.0 21.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
```

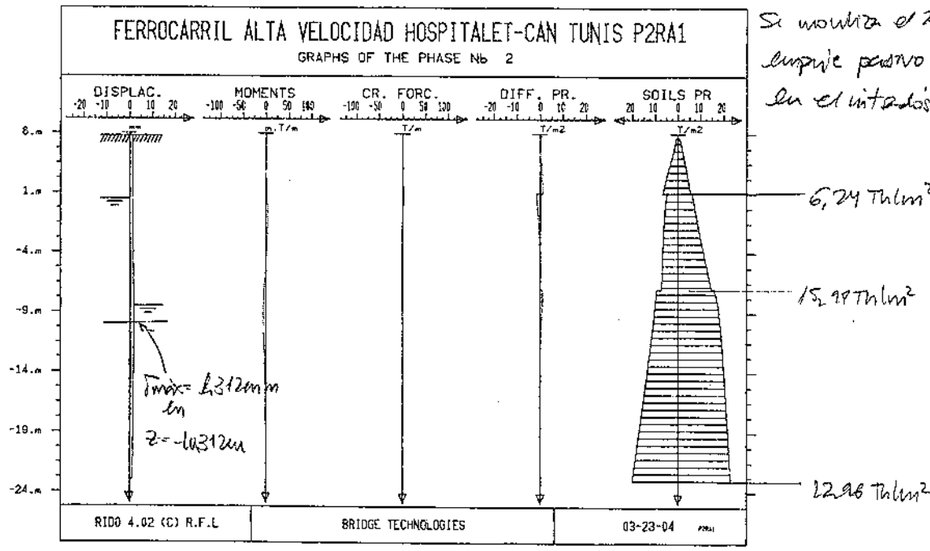
```
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 5.05 1.0 0.0 0.0 0.66*454000
STR -5.70 1.0 0.0 0.0 0.66*167200
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON LAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J. CARRERA. CON ACHIQUE TOTAL ANTES DE TODA EXCAVACIÓN. PRIMER TRAMO RAMAL AEROPUERTO

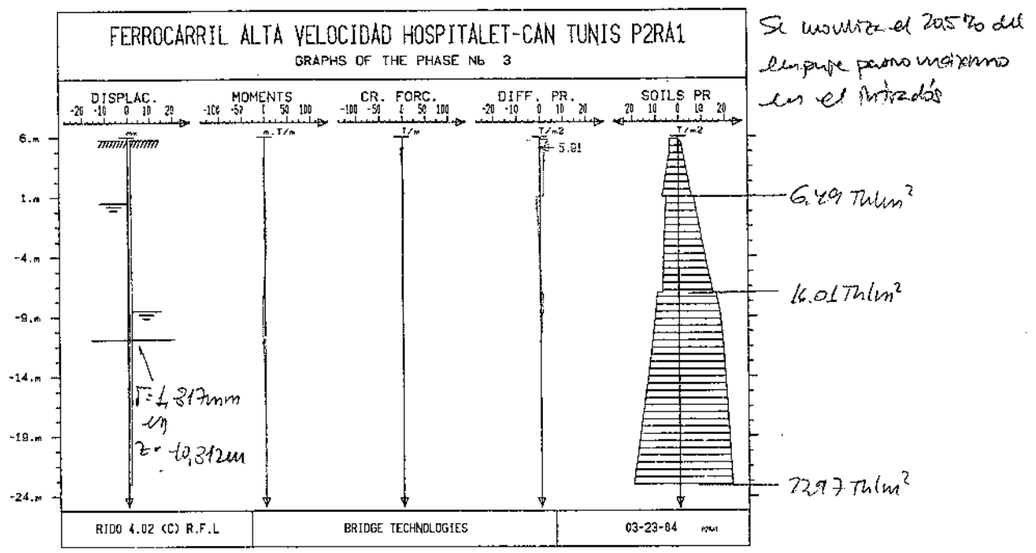
ESTADO PREVIO:



ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO:

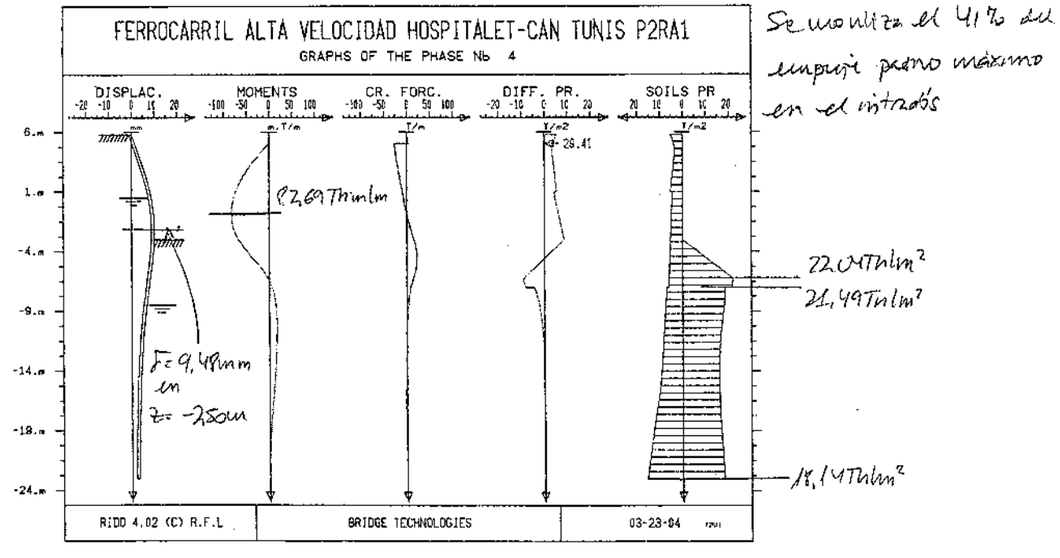


EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DEL TERRENO:



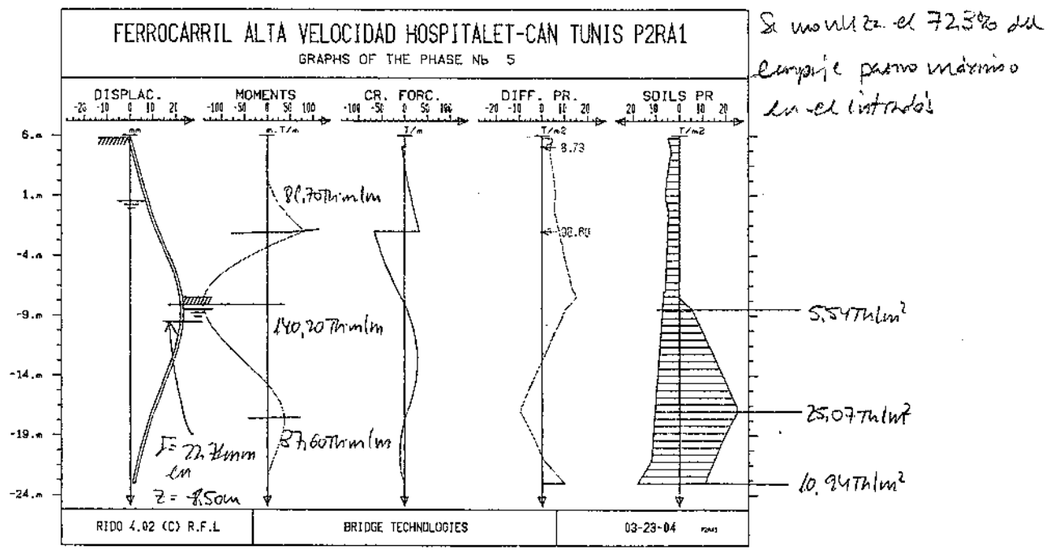
Se moviliza el 205% del empuje pasivo máximo en el intradós

EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=-3.00m



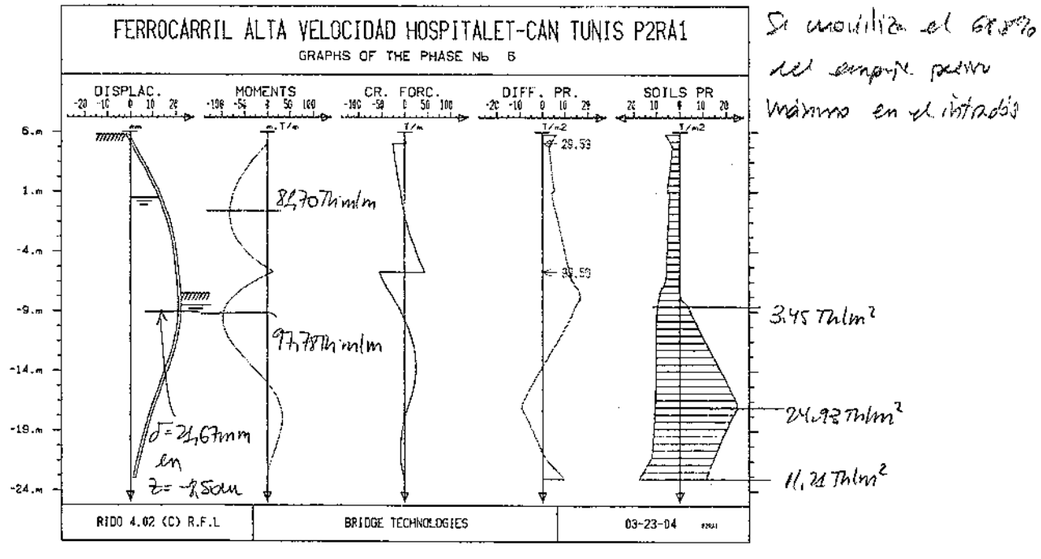
Se moviliza el 41% del empuje pasivo máximo en el intradós

PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.00m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



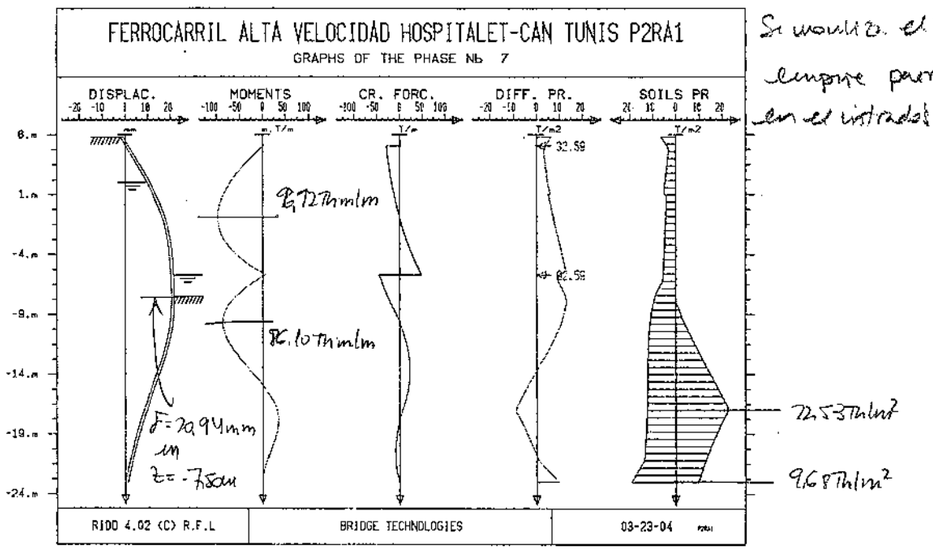
Se moviliza el 72,3% del empuje pasivo máximo en el intradós

EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



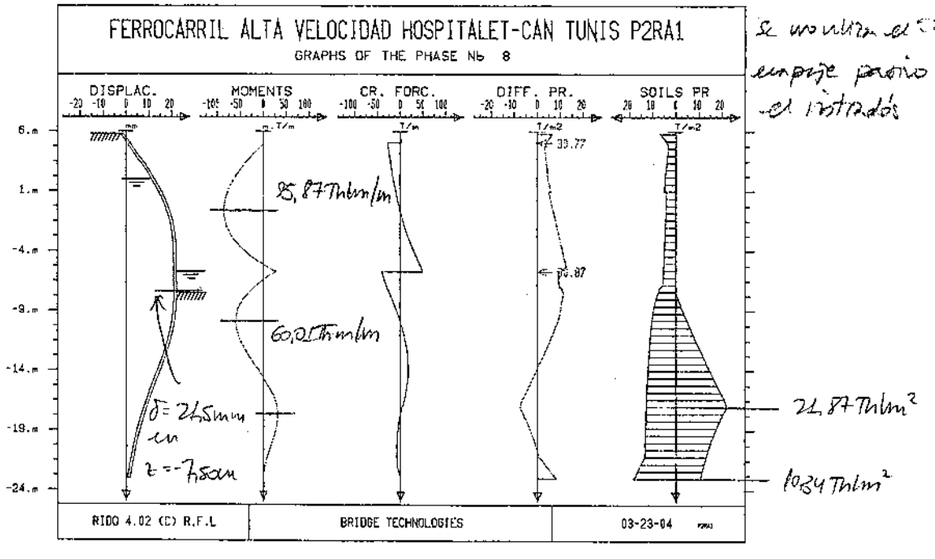
Se moviliza el 68,8% del empuje pasivo máximo en el intradós

CAMBIO DEL NF:



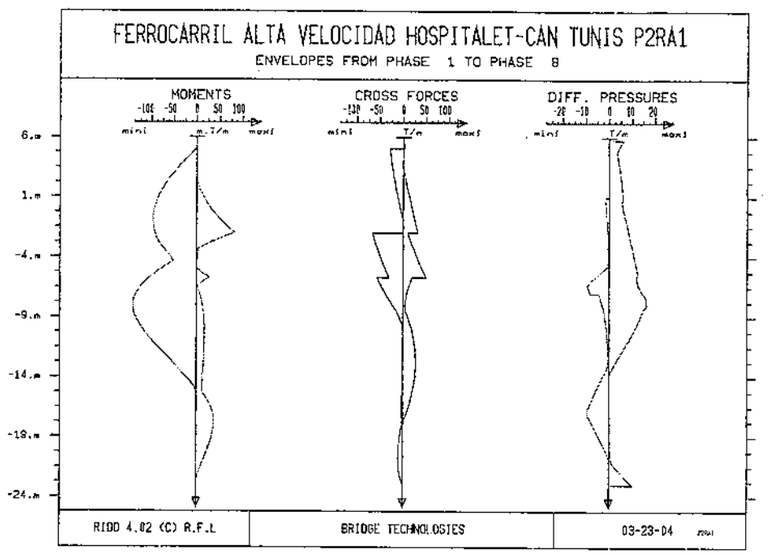
Se moviliza el 57,5% del empuje pasivo máximo en el trasdós

FLUENCIA:



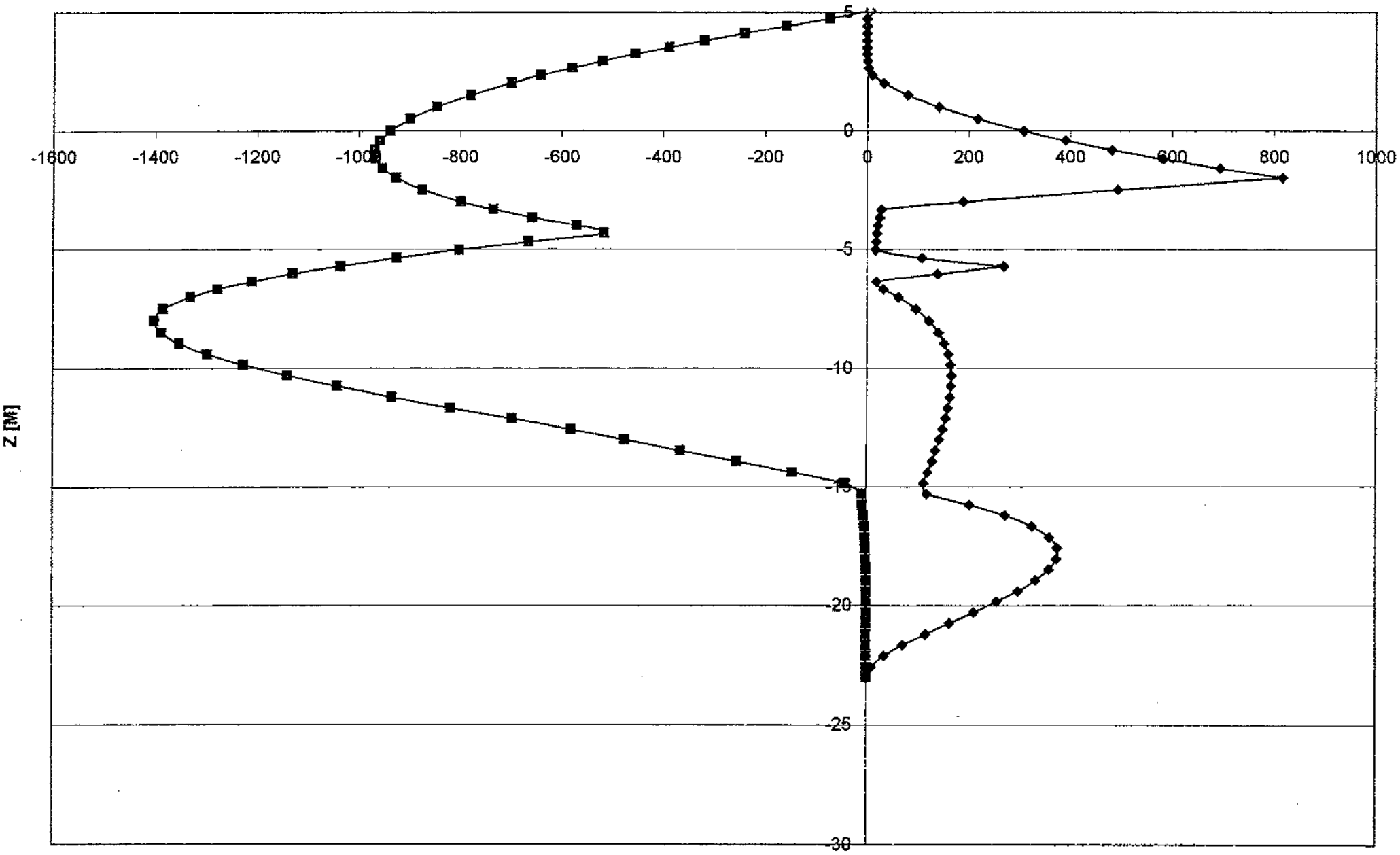
Se moviliza el 59,1% del empuje pasivo máximo en el trasdós

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS.

ENV /ENTE DE MOMENTOS FLECTORES

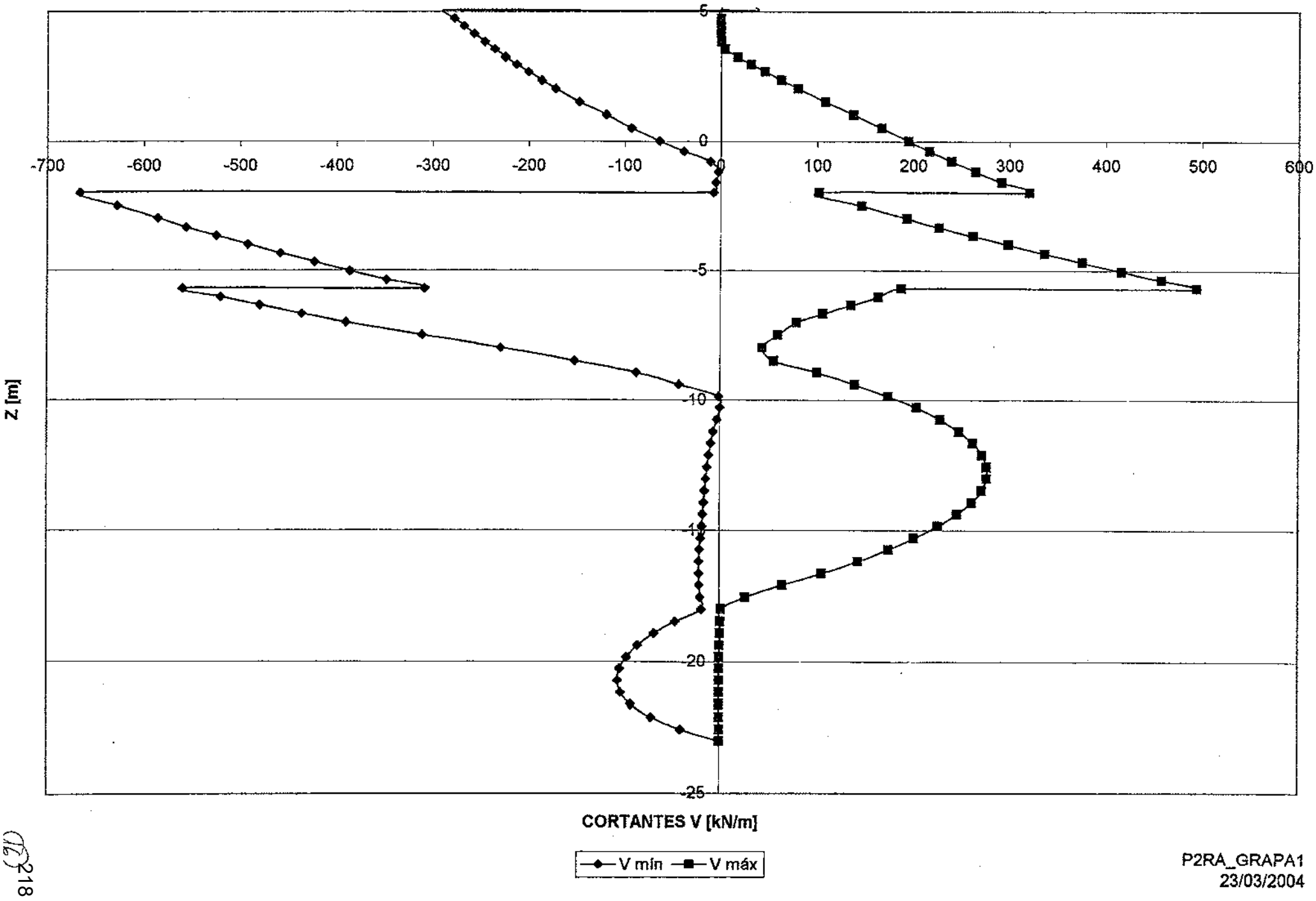


MOMENTO [kN·m/m]

M máx M mín

P2RA_GRAPA1
23/03/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

V mín V máx

P2RA_GRAPA1
23/03/2004

NOTAS DE ARMADO: FLEXIÓN

1) INTRADÓS FLEXIÓN

- Pto de momento $mk = 1405$ KN·m/m

$md = 2107,5$ KN·m/m

Dimensionamiento con programa Cypecad

recubrimiento mecánico $r = 0,15$ (del lado seguro)

$As = 67,1$ cm²/m

En todo el tablero $As = 385,5$ cm² → 30 ϕ25 + 75 ϕ32

- cuantía mínima para evitar fallo frágil tras el fisuración:

$As = 0,04 \cdot fcd \cdot 100 \cdot \frac{25/1,5}{500/1,15} = 15,33$ cm²/m

$As \geq 15,33$ cm²/m → 5 en paquete 20 ϕ25

- Momento último con 20 ϕ25 (recubrimiento mecánico $r: 0,11$)

$As = 19,63$ cm²/m $mu = 734,13$ KN·m/m

En valor característico $mu,k = 489,42$ KN·m/m

Si tiene $mk \leq 485$ KN·m/m para $z \leq -12,00$ m

a partir de este pto anclaje + decalaje de las barras

16 ϕ25 + 4 cm

las barras deben llegar hasta $z = -8,00 - 1,5 - 1,00 - 0,50 = -15,50$ m

$\phi_L \quad d \quad c$

(101 posicionamiento)

(17)

- Momento último con 30 ϕ25 (recubrimiento mecánico)

$As = 29454$ cm²/m

$mu = 1081,9$ KN·m/m

En valor característico $mu,k = 721,3$ KN·m/m

Si tiene $mk \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -12,50$ m a partir de ese

pto anclaje + decalaje de las $\phi 32$

las barras deben llegar hasta $z = -12,50 - 1,50 - 1,00 - 0,50$

$z = -15,50$ m

- Momento último con 20 ϕ25 + 25 ϕ25 ($r = 0,15$ m)

$As = 53999$ cm²

$mu = 1804,14$ KN·m/m

En valor característico $mu,k = 1202,76$ KN·m/m

Si tiene $mk \leq 1200$ KN·m/m para $z \geq -6,00$ m

a partir de este punto anclaje + decalaje de las $\phi 32$ las

$\phi 25$ deben llegar hasta

$z = -8,00 - 1,5 + 1,00 + 0,50 = -8,00$

En caso de solape con $z = -4,00$ → El solape se realiza entre

$z = -3,00$ y $z = +5,00$

(18)

II) TRACCIÓN TERRENO

- Pico de momento $m_{mk} = 897$ KN·m/m

$m_{md} = 1275$ KN·m/m

Dimensionamiento con programa EA01 (1 = 0.15m)

$A_s = 57.33$ cm²/m

En 5.0m $A_s = 186.65$ cm² → 25Φ25 + 15Φ25

- Momento último con 25Φ25 (1 = 0.11m)

$A_s = 21.575$ cm²/m

$m_u = 909.62$ KN·m/m

En valor característico $m_{uk} = 696.41$ KN·m/m

Se toma $m_k = 600$ KN·m/m para $z \geq -1.00$ y

$z \leq -2.50$ m

a partir de estos puntos → anclajes + diafragma de los refuerzos

Se dispone un refuerzo de 2 cables $N_{ad} = -2.400$ KN

III) EN CORTANTE

- Pico de cortante $\tau_0 = 666.1$ KN/m

$\tau_d = 1000$ KN/m

Dimensionamiento con programa EA02

$A_s = 25\Phi25$ como mínimo $A_s = 14.727$ cm²/m

$A_x = 24.64$ cm²/m·m

En 5.0m $A_v = 12.32$ cm²/m

Se cubre con Pranas Φ20 a 0.15 (0.21)

- Cortante último con Pranas Φ16 a 0.15

$A_x = 21.45$ cm²/m·m → $\tau_{u2} = 862.14$ KN/m

En valor característico $\tau_{uk} = 574.76$ KN/m

Se toma $\tau_k = 570$ KN/m para $z \leq -6.00$ m

para $z \geq -1.00$ m

- Cortante último con Pranas Φ12 a 0.15

$A_x = 12.064$ cm²/m·m → $\tau_{u2} = 348.90$ KN/m

En valor característico $\tau_{uk} = 565$ KN/m

Se toma $\tau_k = 560$ KN/m para $z \leq -6.00$ m

III) ELU PUNZONAMIENTO (ACTIVO)

Carga en los pantallas $v_{Ek} = 98,7\ Tn/m$ $v_k = 990\ kN/m$

Cada pantalla cada 2,50m $N = 2475\ kN$ pantalla

$N_d = 3712,5\ kN \approx 3715\ kN$

Esfuerzo máximo de punzonamiento:

$$\frac{T_{sd}\cdot A}{u_0 \cdot d} \leq f_{1cd} \qquad f_{1cd} = 0,30\ f_{cd} = 0,30\ \frac{25,0}{1,50} = 5,00\ MPa$$

Placa de apoyo del puntal $A = 0,75 \times 0,75 = 0,5625\ m^2$

$u_0 = u = 0,75 \times 4 = 3,0\ m$

$d = 0,85\ m$

Sustituyendo valores:

$$\frac{3,715}{3,0 \cdot 0,85} = 1,45\ MPa < f_{1cd} = 5,00\ MPa$$

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO:

$b_0 = u_1$; $A_{sw} = \frac{A_w}{s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$T_{sd} \leq 2 \cdot u_1 \cdot d$

$d = 0,85\ m$ (canto útil)

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

$T_{sd} = 3,715\ MN$

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

(20)

$A_{sx} = 2\ \phi 20\ a\ 0,15 \Rightarrow A_{sx} = 41,89\ cm^2/m$ $\rho_x = 0,004159$

$A_{sy} = 55\phi 25 + 40\phi 25 \Rightarrow A_{sy} = 93,72\ cm^2/m$ $\rho_y = 0,009327$

con lo cual $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,00625$

Sustituyendo valores:

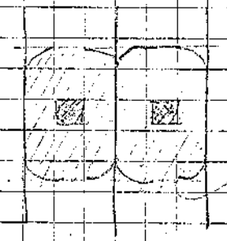
$\sigma_{rd} = 0,12 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 25 \cdot 0,00625)^{1/3} = 0,446\ MPa$

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario $u_1 \geq$

$$u_1 \geq \frac{T_{sd}\cdot d}{\sigma_{rd} \cdot d} = \frac{3,715\ MN}{0,446\ MPa \cdot 0,85m} = 9,81\ m$$

La unión que 9,81m → Hasta ahí hay armadura de punzonamiento

Perímetro crítico



u_1 crítico $= 8,73m$

Obs: Al incluir en el cálculo la armadura de punzonamiento mediante el término ρ_l el efecto vertical de la pantalla en ELU se calcula absorbido con la armadura de punzonamiento cuando se dispone el área mínima de punzonamiento, en vez de por el peso de la pantalla.

Dimensionamiento tomando $u_1 = b_0 = u_{crit} = b_0$

$\xi = 1,485$

ρ_l: $A_{sx} = \phi 20\ a\ 0,15$ $A_{sx} = 20,95\ cm^2/m$ $\rho_x = 0,002095$

$A_{sy} = 20\phi 25 + 20\phi 25$ $A_{sy} = 54,0\ cm^2/m$ $\rho_y = 0,00354$

$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,002750$

(21)

$V_{cu} = [0,10 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,00 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 10,0 \cdot 0,8 \cdot 1,0 = 256,7 \text{ kN}$

$V_{su} \geq V_d - V_{cu} = 3,715 - 256,7 = 1148 \text{ kN}$

$V_{su} = z \cdot \sin\alpha \cdot (\cot g\alpha + \cot g\beta) \cdot A_s \cdot f_{yd} \geq 1148 \text{ kN}$

$A_s \geq \dfrac{1148 \text{ kN}}{0,9 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 400 \text{ MPa}} = 37,52 \text{ cm}^2/\text{m} = \dfrac{A_{sw}}{s}$

a) tomando $s = 0,15 \text{ m} \rightarrow A_{sw} \geq 5,62 \text{ cm}^2$ en cada plano

Se cubre la zona de la armadura superior

b) tomando $s = 0,60 \text{ m} \rightarrow$ en cada plano $22,52 \text{ cm}^2$

En 5 m entran 34 barras $\rightarrow 0,662 \text{ cm}^2/\text{barra}$

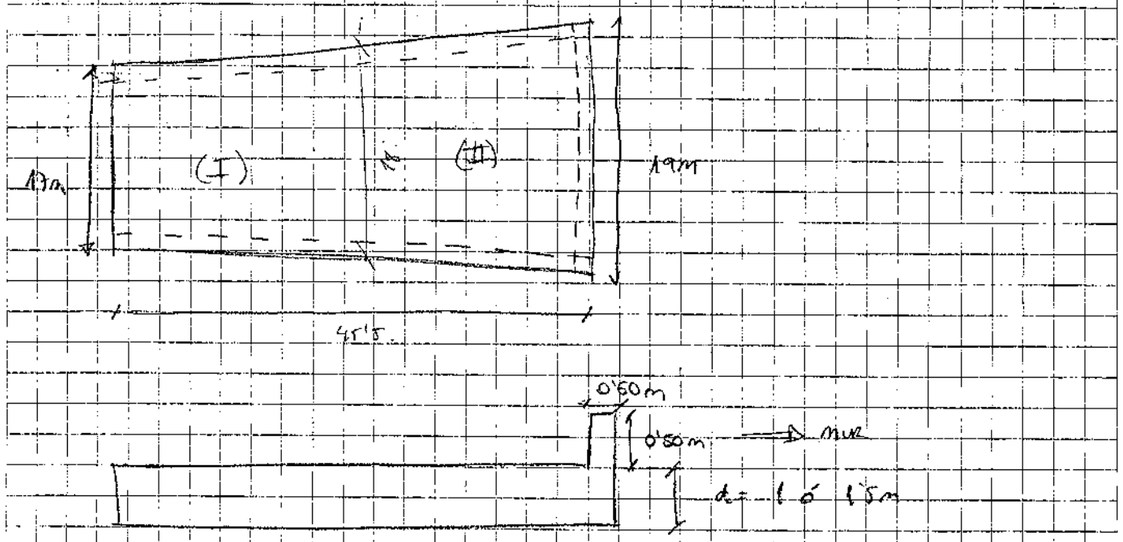
Se cubre con la armadura superior

NOTE BOOK

— RAMAL AEROPORT — FASE I CUBIERTA

Ver tomatera

1. LOSA: GEOMETRIA



2. ACCIONES (NO la he tenido)

g_1 - Peso propio $\gamma_1 = 25 \text{ kN/m}^3$

g_2 - Pavimento $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

q - S = 10 $q = 10 \text{ kN/m}^2$

He hecho una altura de tierra máxima de 31 m

pero en el cantil a de $d = 1 \text{ m} \Rightarrow 30 \text{ m}$

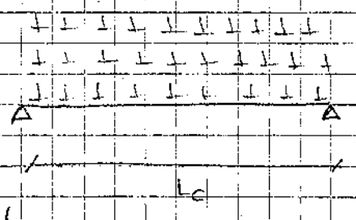
Distribución (ver tomatera) la hace en 2 zonas

Z1 $\rightarrow$ $L_{max} = 18 \text{ m} \rightarrow L_c = 17 \text{ m}$

Z2 $\rightarrow$ $L_{max} = 19 \text{ m} \rightarrow L_c = 19 \text{ m}$

NOTE BOOK

3 LEYES DE ESFUERZOS



FLEXIÓN

$M_d = 1'35 (m_{g1}) + 1'5 (m_{g2} + m_q)$

$m_{g1} = \frac{p l^2}{8}$ ⇒ $p = 1'5 m \cdot 25 = 37'5$ kN/m (d=1'5)

$g = 1'0\ m^2 \cdot 25 = 25$ kN/m (d=1m)

$m_{g2} = \frac{p l^2}{8}$ ⇒ $p_1 = 3'1\ m^2 \cdot 20 = 62$ kN/m (d=1'5)

$p_2 = 3'6 \times 20 = 72$ kN/m (d=1m)

$m_q = \frac{p l^2}{8}$ → $p_q = 10$ kN/m

$q_{TOTO} = 1'35 (g_1) + 1'5 (p_2 + q)$

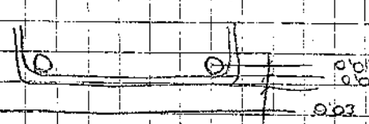
Aho $M_d = \frac{l^2 q_{TOTO}}{8}$ → programa DEGR

	L	d	Md	As	
cas 1	17	1	5662'6	179'1 cm²	→ 37 ϕ25
cas 2	18	1	6348'87	198'785 cm²	→ 41 ϕ25
cas 3	17	1.5	5730'33	181'66 cm²	→ 27 ϕ25
cas 4	18	1.5	6424'31	122'8 cm²	→ 26 ϕ25

→ $\mu_s = 0'188$ → ductil !!

Forment ϕ25 r = 0'03 + 0'02 + 0'0125 = 0'0575 m

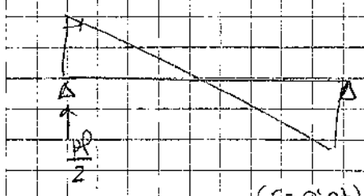
Zapata ϕ25 c = 0'07



→ Poscon 1'5 m de canto

— ESF. CORTANTE —

Tomamos el cortante a 1 canto útil del apoyo



⇝ $V_d = \frac{pl}{2} - px$

x = 1 m (m contell del extremo respecto del canto de la capuchina).

L	Vd (kN)	As (dwp)	Asel (rec)
17	1189'17	103'99 cm²	13'408 cm²/ml
18	1269	127'627 cm²	14'07 cm²/ml

Cuantía mínima a cortante

$A_{\alpha} > 0'02 b_o \frac{f_{cd}}{f_{yk}} = 0'02 \cdot 1 \cdot \frac{25/1'5}{400} = 8'33$ cm²/m²

Disposición 2 planos d'armadura en cada m

→ L = 17 m → $A_{sel} = 6'55$ cm²/ml ⇝ 1c ϕ10 a 0'20 (2 ramas!) (A = 7'85 cm²)

→ L = 18 m → $A_{sel} = 7'035$ ⇝ 1c ϕ10 a 0'20 (A = 7'76 cm²/ml) → 2 ramas

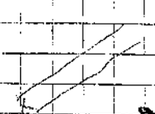
⇝ Pondremos en los dos. 2c ϕ10 a 0'20 por ml

DETERMINACIÓN ÚLTIMA BIELA A CORTANTE

$V_d = 158'625 \frac{l}{2}$

l = 17 → Vd = 1348'31 kN → $A_c = V_d / f_{cd}$ = 3100 cm²

l = 18 → Vd = 1427'625 kN → A_c = 32'8 cm²



⇒ Cogemos de sección cada

la armadura dispuesta!

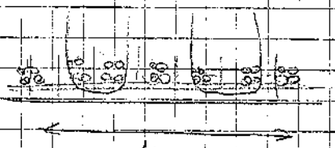
ARMADURA TRANSVERSAL

→ Quanto recubrimiento mínimo (con c = Ucm)

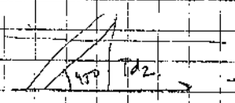
$W > 1'8960$
$A_c = 1'15 m^2/m$
$\Big\} \quad A_s > 27 cm^2/m$

en cada cara $A_s = 13'5 cm^2 \rightarrow \phi 20$ a $0'20$ $(A_s = 15'7 cm^2)$

ma font de l'armadura (la ranant).



1m.



$T_{d2} = A_s f_{yd} = 4 \cdot 4'909 \cdot 10^{-4} \cdot 434'8 MPa = 0'85 mN$

→ Espai per la transmissió del moment q_m (1 kN/m monòtona)

$A_{s(cm)} \geq \frac{T_{d2}/q}{f_{yd}} = \frac{0'85/q}{400} = 2'37 cm^2/ml$ → colocam la quantia mínima

$R = 0'85/q = 0'09$

Espatament de la barda

$S_{v1} = 0'5 \cdot f_{cd} \cdot h_0$ $\quad h_0 = 0'14m$

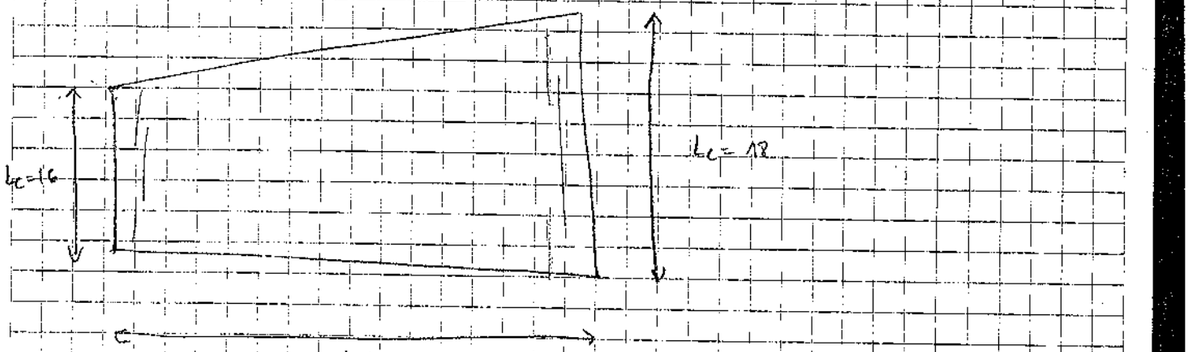
$f_{cd} = 25/1'5 = 16'67 MPa$

$S_{v1} = 0'5 \cdot 16'67 \cdot 0'14 = 1'17 mN/$ $\quad R \leq S_{v1}$ (OK)

Les les proximidades del nivell (pk 7+06 i 6+47) poden combinar les efectes i no ser pleuen cilíndrica

→ Hacem un amplada plana

1 GEOMETRIA



MATERIALES:

Hormigón H-25

$f_{ck} = 25 MPa$

$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} = 29'264'04 MPa$

ACERO B-500-S

$f_{yk} = 500 MPa$ $\quad f_{yd} = 434'78 MPa$

2 ACCIONES:

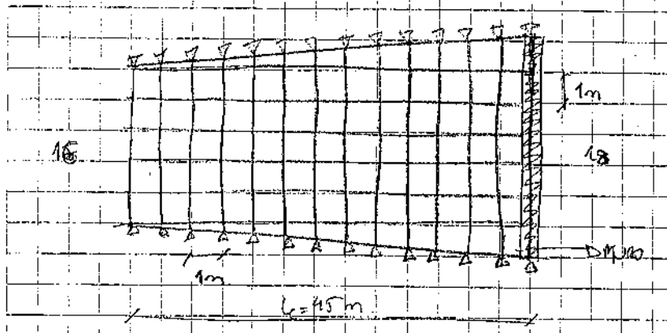
peso propio: $\gamma_h = 25 kN/m^3$

peso terres: $\gamma_E = 20 kN/m^3$

↑ S.C. → $q = 10 kN/m^2$

cargas de la losa del siguiente tramo R_{ll} (a determinar)

3_ MODELIZACIÓN

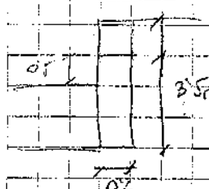


→ Emparrillado con bemas de 1m de separación

⇒ BARRAS d=1'5

A=1'5 m² I_x= 0'28125 m⁴ I_y= 0'125 m⁴ J= 0'5625 m⁴

MURO



A= 1'2 m²

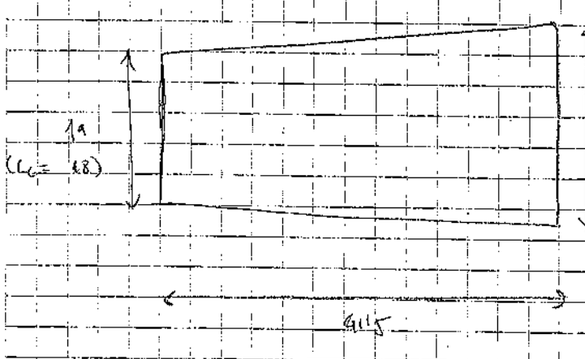
$I_x = \frac{1}{12} 0'6 \cdot 3'5^3 = 2'14$ m⁴

I_y = 0'063 m⁴

J= 4'13 m⁴

4_ OBTENCIÓN CARGAS LOSA EQUIVALENTE TRAMO

No se hace un emparrillado análogo al presentado:



peso propio γ_f = 25 kN/m³

peso tierras γ_t = 20 kN/m³

Sc → Hay hacha:

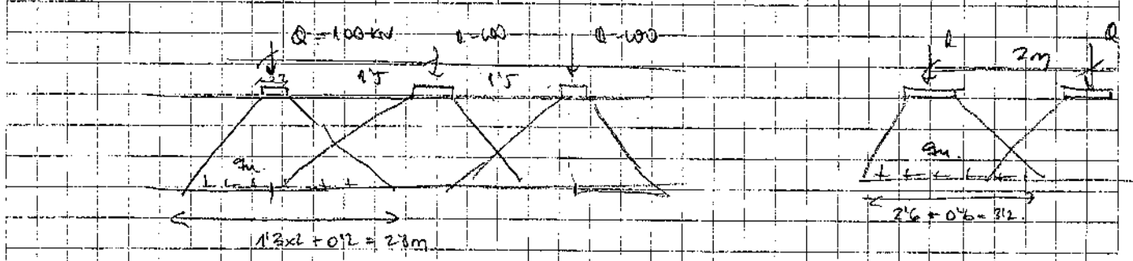
q = 4 kN/m²

Q = 600 kN

$h_{tierras}$ = 1'3 m → p_t = 20 x 1'3 = 26 kN/m²

(Por emparrillado serán 4'2 m = Lc)

Aplicación del cono:



⇒ Distribuyendo la carga Q una $p_u = \frac{100}{28 \cdot 3'2} = 11'2$ kN/m²

→ pero se sobran

Por el lado de la seguridad solo los dobleamos en longitudinal

⇒ quedarán 2 cuchillos



$q_u = \frac{300}{5'8} = 51'72$ kN/m

Reacción = 1'35 PP + 1'5 pt + 1'5 sc + 1'5 Q

La reacción máxima (por 1m) = 392 kN

y será la que vamos a aplicar en todo el muro de la losa aligerada

5_ APLICACIÓN DE LAS CARGAS

peso propio → automático → γ = 25 kN/m³

peso tierras → γ_t = 20 kN/m³

h_t = 3'1m → p_t = 20 kN/m³ 3'1m x 1m = 62 kN/m

Sc → q = 10 kN/m² 1m = 10 kN/m

Q_{LL} → q = 392 kN (Una sobre el muro)

6- COMPROBACIÓN DE LAS REACCIONES

i) Peso propio $pp = 1'5 \times 46'97 \times 45 \times 25 + 18 \times 2 \times 0'6 \times 25 = 29190'375$ kN

$\Sigma R_{pp} = 29190$ kN (ok)

ii) Peso tierras $pt = 17m \times 6Z\ kN/m^2 \times 46 = 48484$ kN

$\Sigma R_{pt} = 48484$ kN (ok)

iii) SC $\Rightarrow$ $sc = 10 kN/m^2 \times 46 \times 17 = 7820$ kN

$\Sigma R_{sc} = 7820$ kN (ok)

iv) Ola $\Rightarrow$ $q = 392 \times 18 = 7056$ kN

$\Sigma R_{ola} = 17056$ kN (ok)

7- ESFUERZOS Y DIMENSIONAMIENTO LOSA 64700

Se calculan los esfuerzos de diseño

$M_d = 1'35\ pp + 1'5\ (pt + sc + Q)$

$V_d = 1'35 pp + 1'5\ (pt + sc + Q)$

→ Observando el envolvente se ve que la flexión extrema antes calculada es efectiva hasta llegar a 13m del muro En distancias más cortas al muro aparece el efecto de él y de los cargas sobre él aplicadas Pero la influencia es positiva → los efectos disminuyen al acercarse al muro y por el efecto de su gran rigidez

⇒ Repetimos las 2 zonas definidas porque son deformables y calculamos el muro

Asemejamos en todo como la flexión longitudinal

$M_{d\,max}^{long} = 471$ kN

→ $A_s = 7'73$ cm² → que se cubre con la cuantía mínima aumentando de Ø20 a Ø16.

Y el cortante long + cortante trans < cortante de cálculo

FLEXACIÓN LOSA

Zona I → $M_d = 57833$ ⇝ $w_c = 0'06$

Zona II → $M_d = 64743$ ⇝ $w_c = 0'06$ (w_c = excel)

8 ESFUERZOS Y DIMENSIONAMIENTO DEL MURO

— FLEXIÓN —

$M_d = 32650'7$ kN·m
$d = 3'5$ m
$b = 0'6$ m
$\Rightarrow A_s = 279'6963$ cm²

$\Rightarrow$ 35 φ32 | pondremos 36

— CORTANTE —

A un canto útil del apoyo

$V_d = 4084'19$ kN
$A_c = 289'53$ cm²
$\Rightarrow A_{st} = 26'40$ cm²

1c φ16 a 0'15 $\Rightarrow A_{st} = 26'11$ cm²

(V_d es la fuerza del cortante bueno y bueno en el punto, o en el máximo) $\Rightarrow$ d=5'5 $V_d = 2564$ kN $\Rightarrow A_{st} = 14'1$ cm² $\Rightarrow$ 1cφ16 c/0'15.

dos tenemos que ser capaces de dar la capacidad mecánica entre barras que están fuera del cerco por encima

$A_s = 16\,\phi32 \rightarrow I_d = 16 \times 8'042 \times 10^{-4} \times 434'78 = 5'59$ MN

Espacio de transmisión: (leyes momentos máximo $l_t = 9$ m)

$S_d = 5'59 / 9 = 0'6216$ MN/m

$A_f = \frac{S_d}{f_{yd}} = \frac{0'6216 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 15'54$ cm²/m

→ Pondremos con las

1ª capa inferior → 4φ20 + 1φ32 por metro

2ª capa + 3ª → 4φ16 + 1φ32 por cada

— DISPOSICIÓN ARMADO —

MURO ANCLAJE

$d = 3 + 1'55 + 1'2 = 6'75$ m

$M_d = 9778'95$ kN·m $\Rightarrow A_s = 144$ cm²

10φ32 + 11φ25 $\Rightarrow A_s = 137 \Rightarrow$ NO

→ tendremos que solapar φ32 con φ32

LOSA

RECÁLCULO CON φ32

Zona I → $M_d = 5330'33 \rightarrow 102'66$ cm² → 14 φ32 (110'6)

Zona II → $A_s = 122'8$ cm² → 12 φ32 → (128'68)

Zona de anclaje

I) $d = 1 + 1'55 + 1'5 = 4'05 \rightarrow M_d = 3333'07$ kN·m

$A_s = 67'18$ cm²

$\Rightarrow$ 7φ32 + 7φ25 ($A_s = 90'65$)

II) $d = 2'1 + 1'55 + 1'5 = 5'75$ m

$M_d = 5905'133$ kN·m → $A_s = 101'6$ cm²

8φ32 + 8φ25 → $A_s = 103$ cm² OK!

MURO de 3m

Armadura como una losa de d = 3 m S = 0'6

Cuantía mínima flexión

$A_c = 3 \cdot 0'6 = 1'8$ m²

$\rightarrow A_{s\,nec} = \frac{2'9}{100} 1'8'03 = 50'4$ cm² (cara de tracción) < A_s dispuesta

→ cara compresión $\frac{30}{100} 50'4 = 15'12 \Rightarrow$ 4φ25

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCIÓN

COMSA Empresa Constructora

GIF

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DE LA FASE 1 DEL TRAMO DE CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO -B-17-.
PK: 706+400 a 706+437.2
CUBIERTA

Bridge
Technologies

REF: BT0307

Barcelona 7 de mayo de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA CARRETRA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO (B-17).
– CUBIERTA FASE 1 -

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata del cruce del Falso Túnel ferroviario de Can Tunis con la carretera Barcelona – Enlace Aeropuerto (B-17) y una serie de servicios, entre los PK's 706+400 y 707+620 de la traza, aproximadamente.

El cruce con la carretera y con los diferentes servicios afectados en esta zona se plantea con sucesivos desvíos, de modo que, tanto la carretera como los servicios no se interrumpan mas que para ejecutar el desvío propiamente dicho. La construcción y reposición total de la estructura cuenta con un total de cinco fases. En este documento se detalla el cálculo y verificación de la cubierta de la primera de las fases, entre los PK's 706+400 y 706+437,20.

Estos desvíos sucesivos, sin cortes de tráfico ni servicios, exigen una ejecución rápida y con unas limitaciones de espacio muy restrictivas. Por estos dos motivos se plantea una cubierta a una cota elevada que obligue a una reposición mínima sobre ella. La cubierta de la primera fase se encuentra entre las cotas 4.30 y 5.80 y la cubierta del resto de fases, justo debajo del cruce con la B-17, entre las cotas +6.30 y +7.80. Estos saltos de cota permiten reponer el terreno natural con mayor celeridad y hacen disminuir mucho los taludes de excavación o terraplenado en las diferentes fases, ganando así el espacio necesario. El gálibo interior de la sección transversal aumenta y el resto de dimensiones se mantiene según las especificaciones del proyecto original.

Por los mismo motivos expuestos anteriormente, la losa de cubierta se ejecutará totalmente "in situ", sin prelosas, y toda la excavación interior del Falso Túnel se realizará en mina. Las restricciones geométricas obligan a ejecutar losas esviadas que permitan una mayor amplitud de los taludes de terraplenado y un máximo acercamiento a los taludes mínimos de excavación, dependiendo de la fase en ejecución. Los saltos de cota entre cubiertas adyacentes obligan a la utilización de muros de cierre entre algunas de las fases.

Las secciones transversales resultantes tienen gálibos totales elevados, de hasta 14.45 metros entre cara inferior de la cubierta y eje de la contrabóveda. Estas distancias altas entre ejes de apoyos se traducen en mayor luz a flexión de las pantallas que, para trabajar bajo la acción de esfuerzos razonables y con movimientos admisibles, requieren de la utilización de apeos intermedios con carácter definitivo, situados por encima del gálibo estricto. Estos apeos no son necesarios en todos los subtramos del tramo objeto de estudio, sólo en los de cubierta más alta, y por tanto, no afectan a la Fase 1.

En este tramo del Falso Túnel se prevé un ramal de acceso de la L.A.V. al aeropuerto que, de momento, queda cegado. Este ramal de desvío obliga a un ensanchamiento de la sección tipo del Túnel, con el incremento de luz de la cubierta que supone. En la primera fase de ejecución del tramo las luces de cálculo máximas llegan a ser de unos 17.15m. Para esta primera fase de ejecución se plantea una losa de hormigón armado, ejecutada totalmente "in situ", sobre un terreno tratado que actúa como encofrado, con un canto total de 1.50 m que supone 1/12 de la luz de cálculo.

En los croquis adjuntos al final de esta memoria puede verse la propuesta de fases de ejecución para este tramo del Falso Túnel. En los mismos croquis se representan los desvíos de tráficos y servicios necesarios en cada una de las fases.

En el apartado de planos de este documento se presentan los planos de definición estructural de la losa de cubierta. Todos los cálculo relativos a la verificación y dimensionamiento de las pantallas puede consultarse en la Nota de Cálculo correspondiente.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS Y SERVICIOS EXISTENTES.

La traza del Falso Túnel cruza con la carretera B-17, con una líneas eléctricas de media tensión soterrada, líneas telefónicas subterránea, etc, y un ramal de acceso a una estación de servicio. Todos estos servicios y sus desvíos se describen en los croquis adjuntos al final de esta memoria.

2.2 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.

2.3 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. Esta carrera de marea extrema no afecta a la cubierta de la fase 1, puesto que su cara inferior está a la cota + 4.30m y su cara superior está a la cota + 5.80m.

2.4 CARGAS VERTICALES SOBRE CUBIERTA.

Para las alturas de tierras se toman los perfiles transversales definidos en el Proyecto Original, con las cargas que suponen.

Las cargas de tráfico se aplican en todas las fases constructivas de la cubierta en las que existe. En la Fase 1 aquí tratada no se prevé la acción de tráfico, por lo que la sobrecarga de utilización considerada es la $10kN/m^2$.

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.

El cálculo de acciones se ha regido por el articulado de la Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera: IAP

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES.

Para la verificación y dimensionamiento de la losa de cubierta se han tenido en cuenta las cargas de tierras y las cargas del tráfico (en caso de existir). Se ha comprobado la losa frente a cargas verticales y también se ha comprobado su estabilidad bajo el axil que le introducen las pantallas que sobre ella se apoyan.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón pantallas: HA-25
- Hormigón losa de cubierta: HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control (con los coeficiente de seguridad de materiales y acciones que implican):

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

4.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

Para el cálculo de la losa de cubierta se han empleado métodos manuales y emparrillados planos que permitan simular singularidades que requieran estudios de mayor detalle. Los emparrillados planos se han destinado a evaluar la influencia de muros extremos en los cambios de altura de la cubierta (que actúan como vigas de mayor rigidez y tienen influencia en la distribución de esfuerzos), y a estudiar la distribución de esfuerzos en los bordes libres de las losas esviadas que aparecen en las diferentes fases del procedimientos constructivo.

Se prevé la posible disposición de muros en los extremos de las losas, en las diferentes fases, que permitan contener tierras y disminuir el espacio perdido con derrames de tierra. Los flectores que estos muros introducen en la losa se han tenido en cuenta en el dimensionamiento de la misma.

Estos muros se ejecutarán con un desarrollo longitudinal discreto, de modo que unas juntas verticales de separación entre tramos les impiden funcionar como viga y actuar como punto rígido para la cubierta. Anulando la capacidad a flexión del muro se evita la introducción de esquemas estáticos en la losa que requieran disposiciones especificas de armado (armado frente a momentos negativos, cuelgue de reacciones de cortante, etc.)

Los muros tienen carácter temporal y, aunque no se prevé su demolición, tampoco se presta especial atención a su durabilidad, por lo que sólo se garantiza su seguridad estructural.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Se parte de una cubierta ejecutada directamente sobre el terreno tratado y, toda la excavación del interior del Falso Túnel se realiza en mina, eliminando la excavación a cielo abierto.

El procedimiento constructivo requiere de la disposición de puntales definitivos por encima del gálibo para reducir esfuerzos y movimientos en las pantallas. Asimismo, se requiere de la utilización de puntales provisionales que permitan contener esfuerzos en fases intermedias de ejecución. La descripción del procedimiento constructivo puede consultarse en el anejo de planos adjunto a esta memoria. En la Fase 1 de ejecución del tramo aquí presentada, no es preciso utilizar los puntales definitivos y basta con los provisionales para la excavación interior del falso túnel.

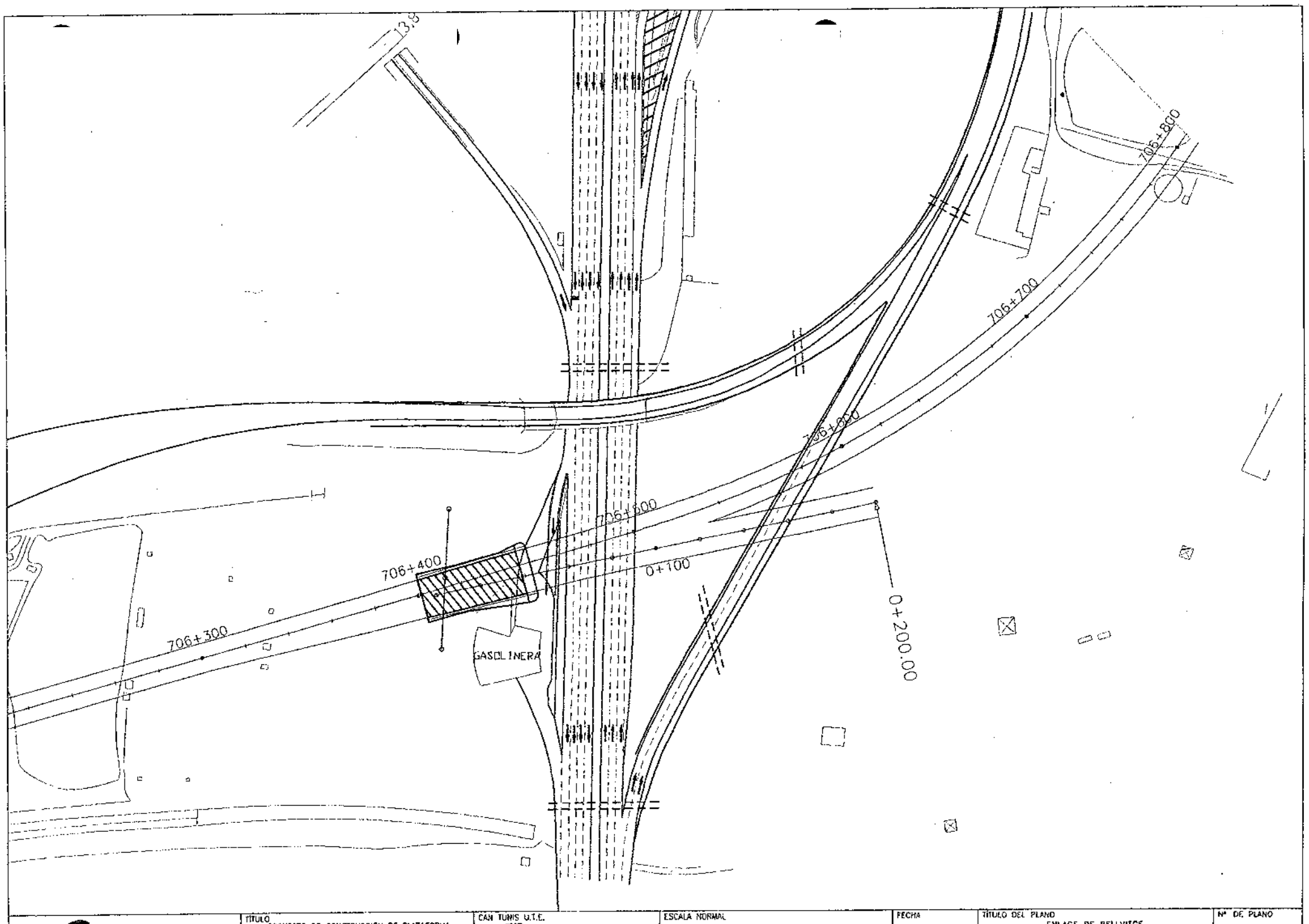
6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis estructural de las losa de cubierta se ha realizado con el programa comercial SAP2000

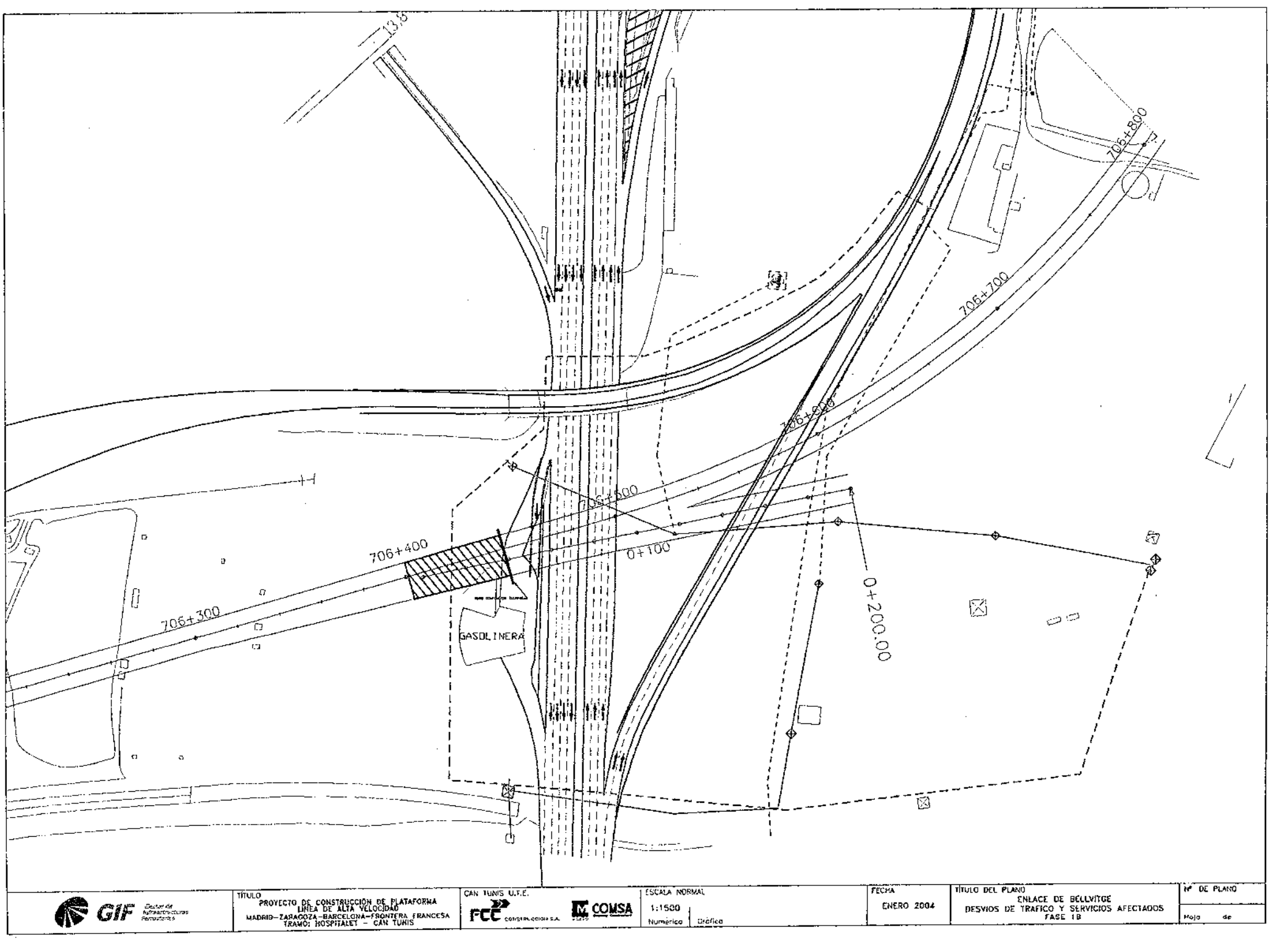
Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, están escritos en BASIC y están basados en el libro HORMIGÓN ARMADO de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré.

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

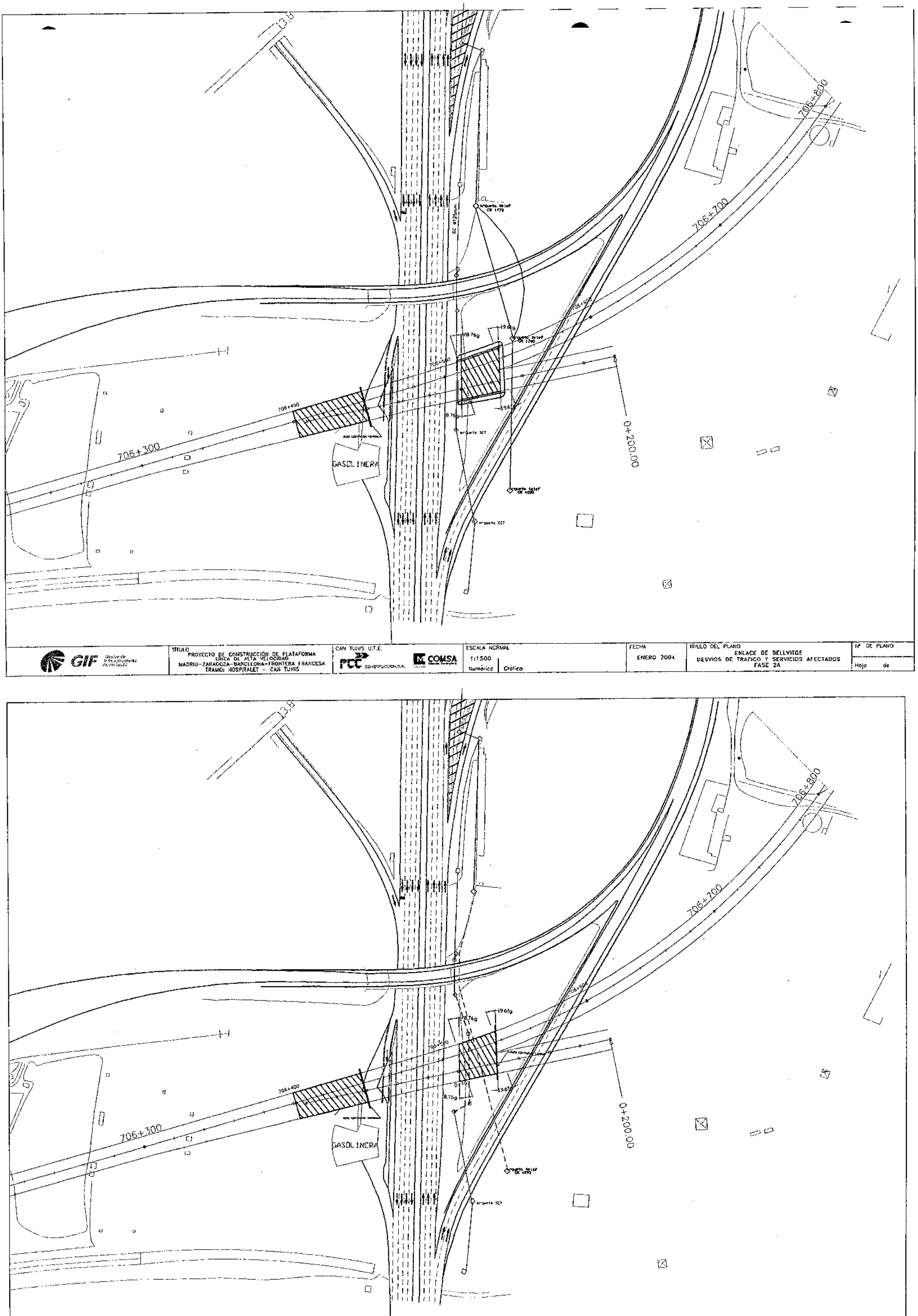
Barcelona, a 25 de marzo de 2004



GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica | Gráfica	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 1A	Nº DE PLANO Hoja de

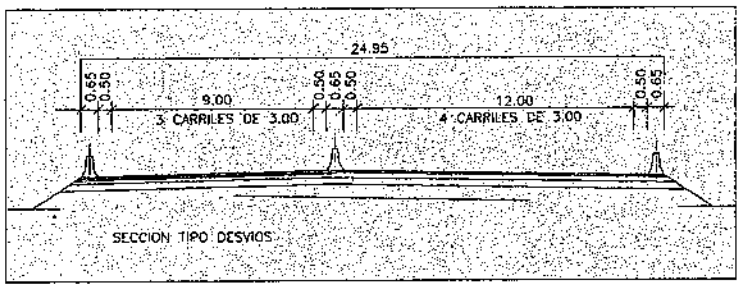


GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica | Gráfica	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 1B	Nº DE PLANO Hoja de

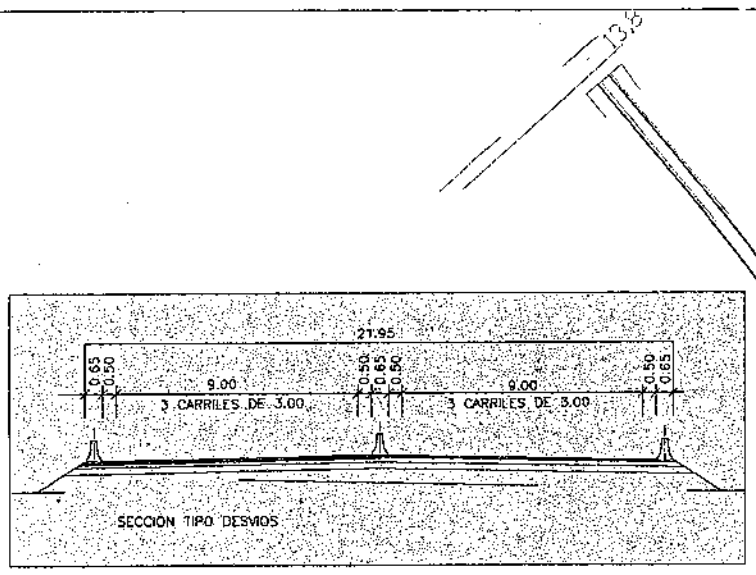


GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN, S.A. · COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico · Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 2A	Nº DE PLANO Hoja de

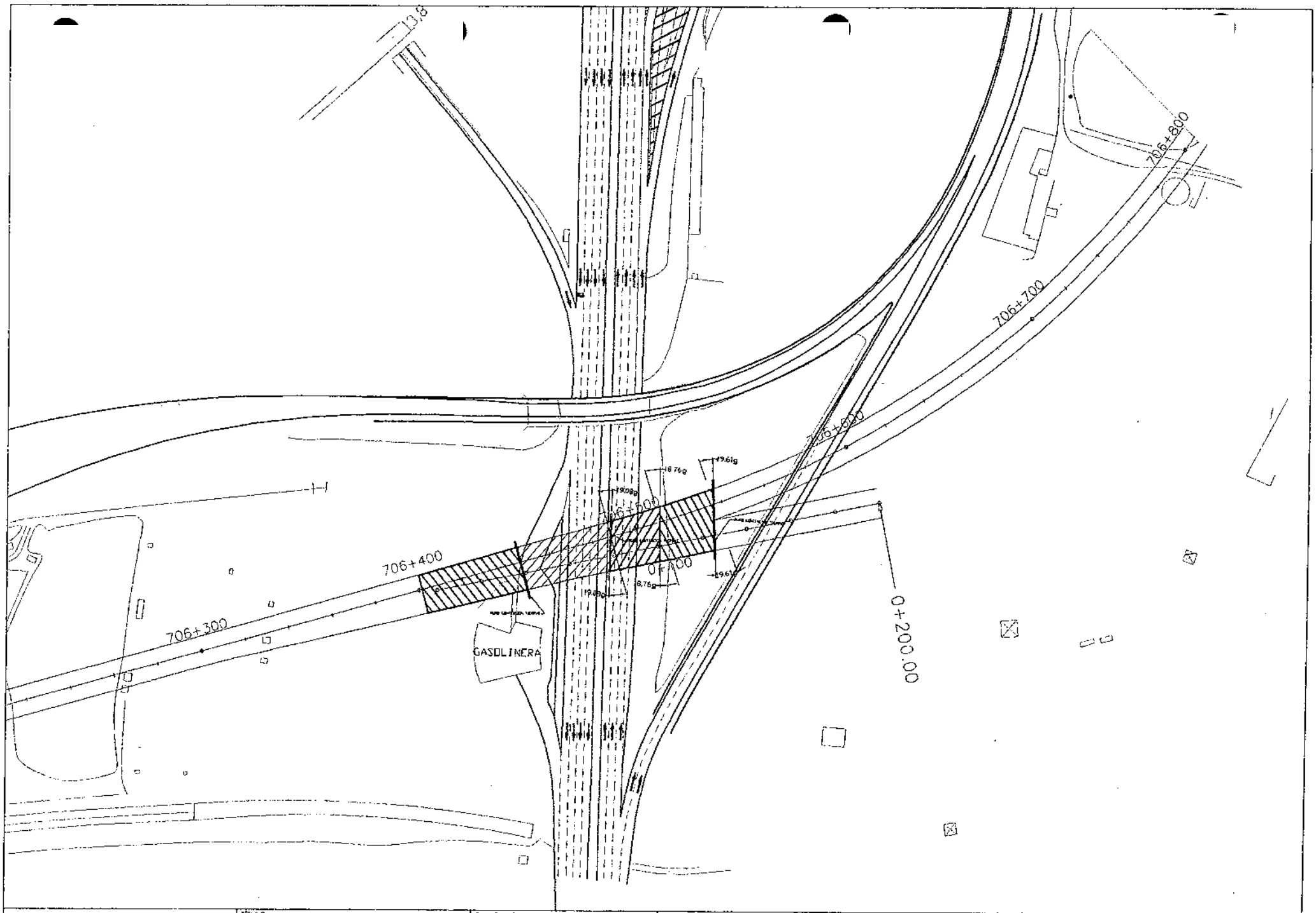
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN, S.A. · COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico · Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 2B	Nº DE PLANO Hoja de



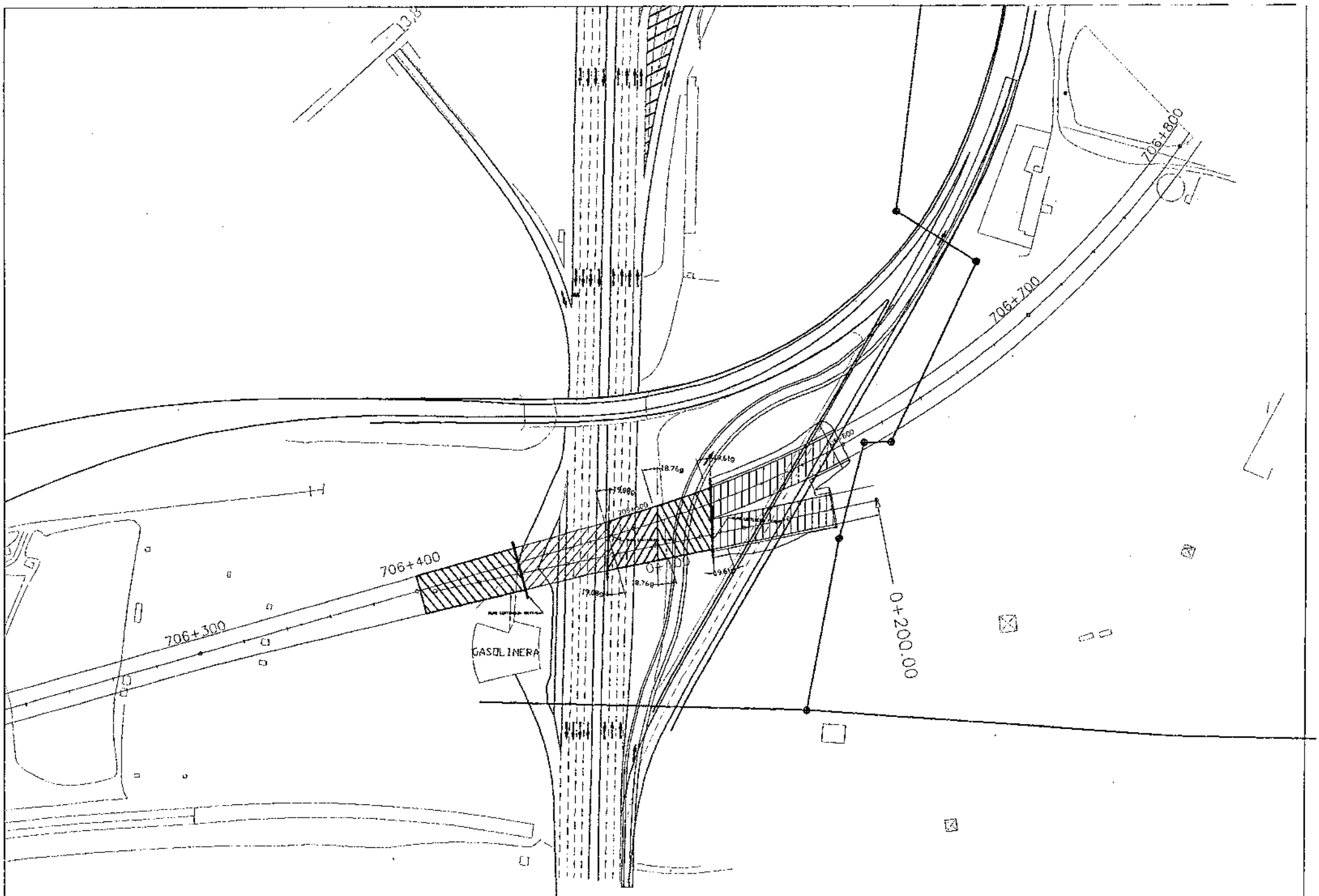
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. rcc CONSTRUCCION S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico | Gráfico	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 2C	Nº DE PLANO Hoja de



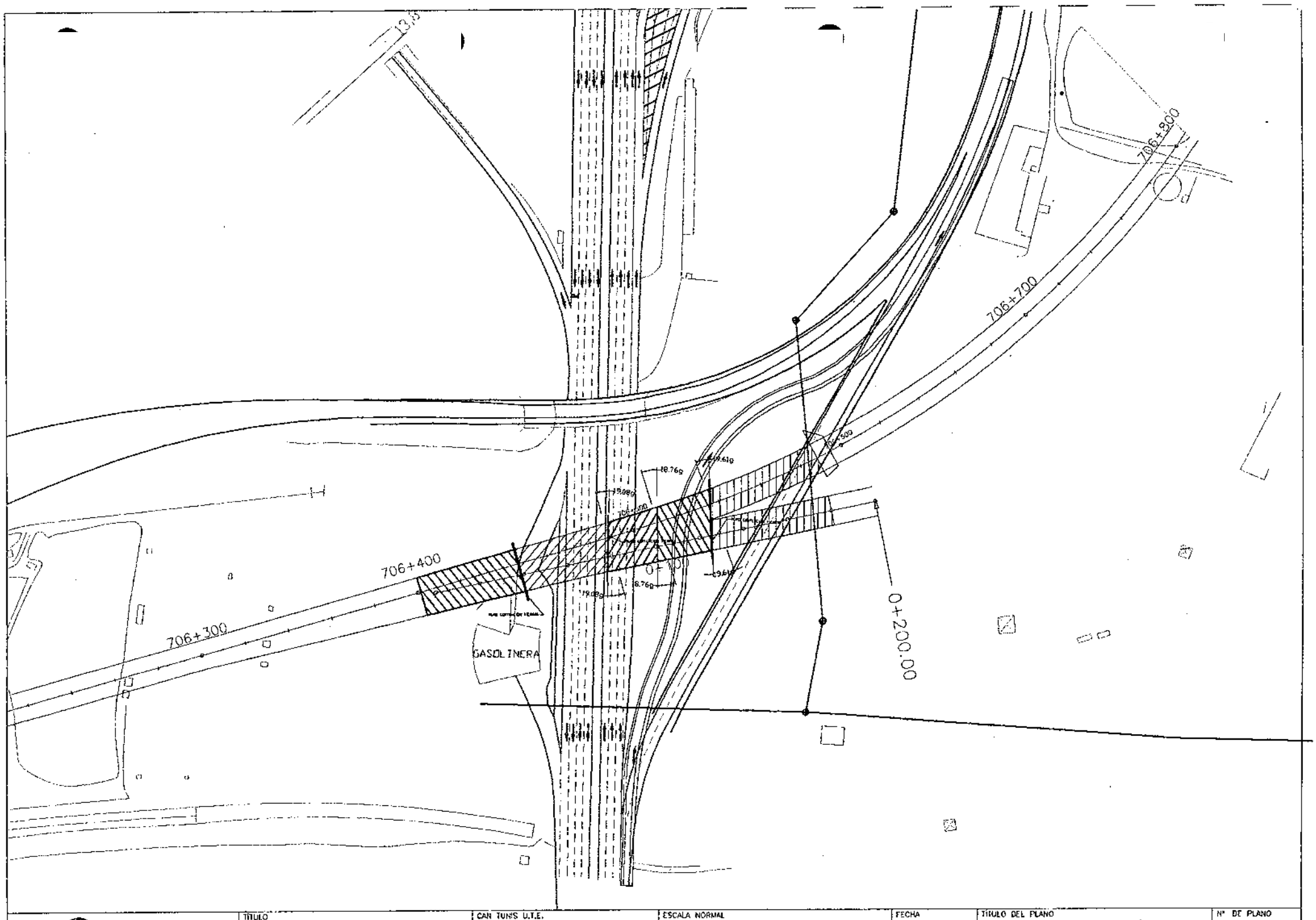
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCION S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico | Gráfico	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 3A	Nº DE PLANO Hoja de



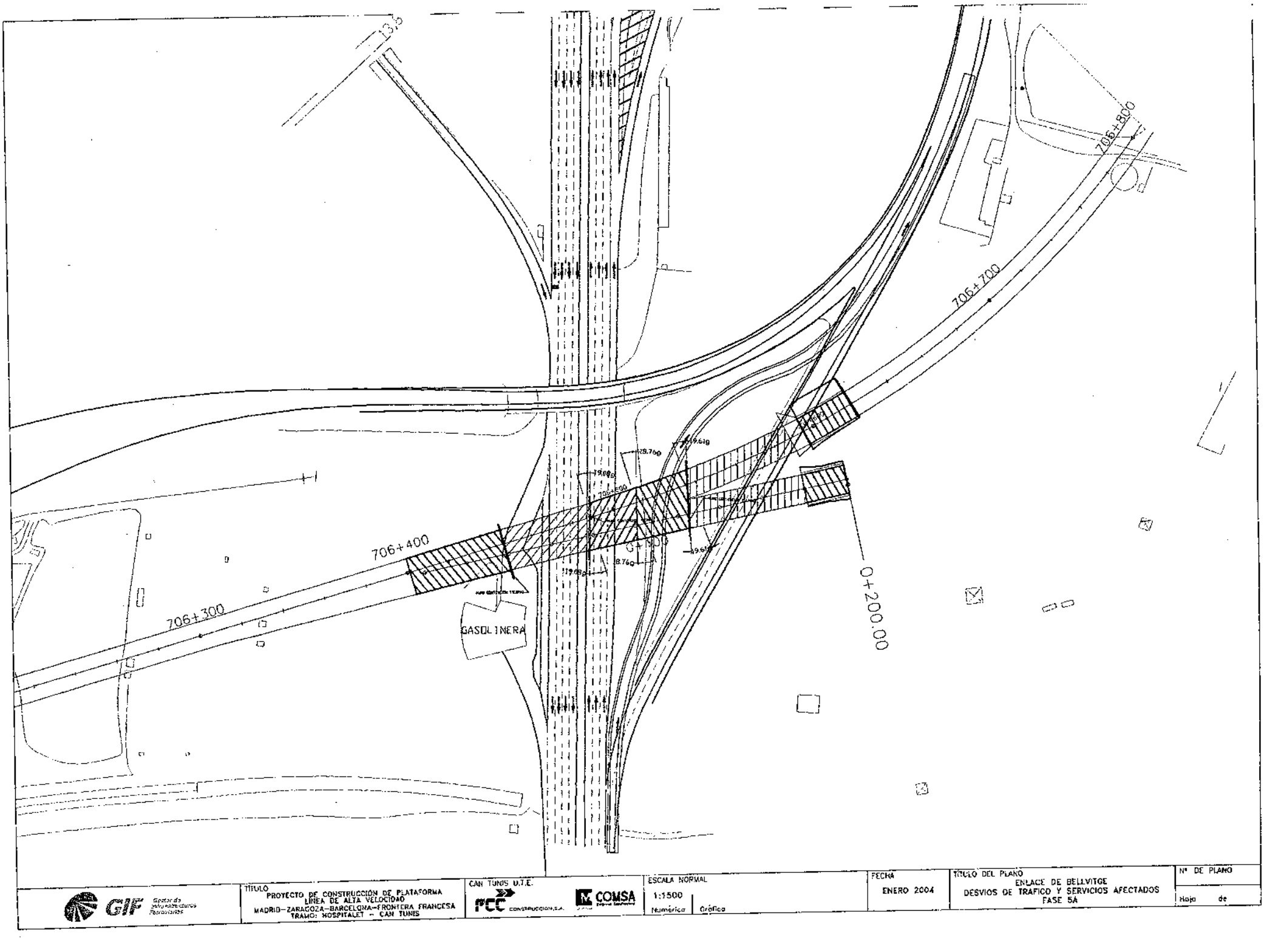
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET - CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCION, S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica | Gráfica	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 4A	Nº DE PLANO Hoja de



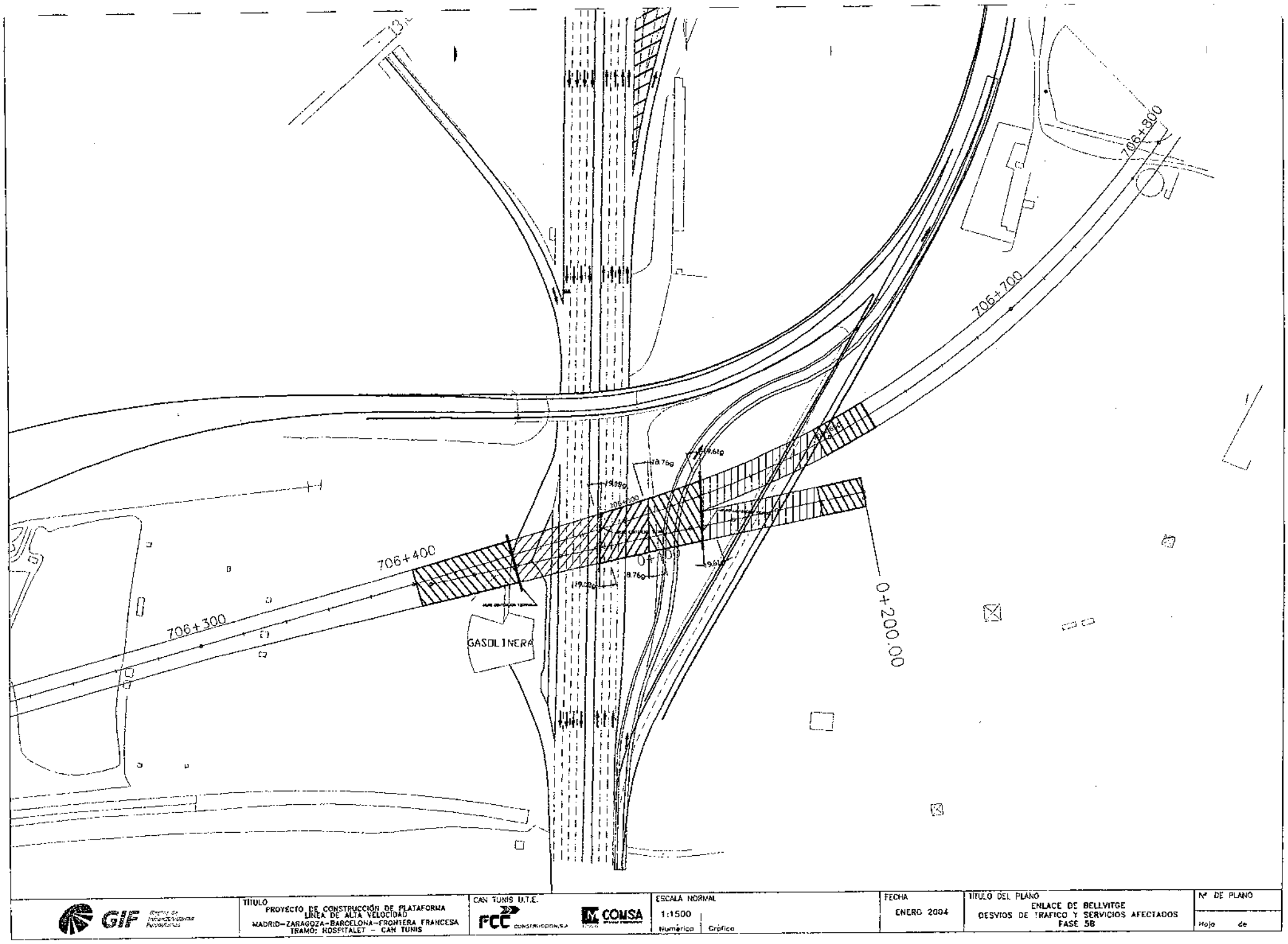
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET - CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCION, S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica | Gráfica	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 4B	Nº DE PLANO Hoja de



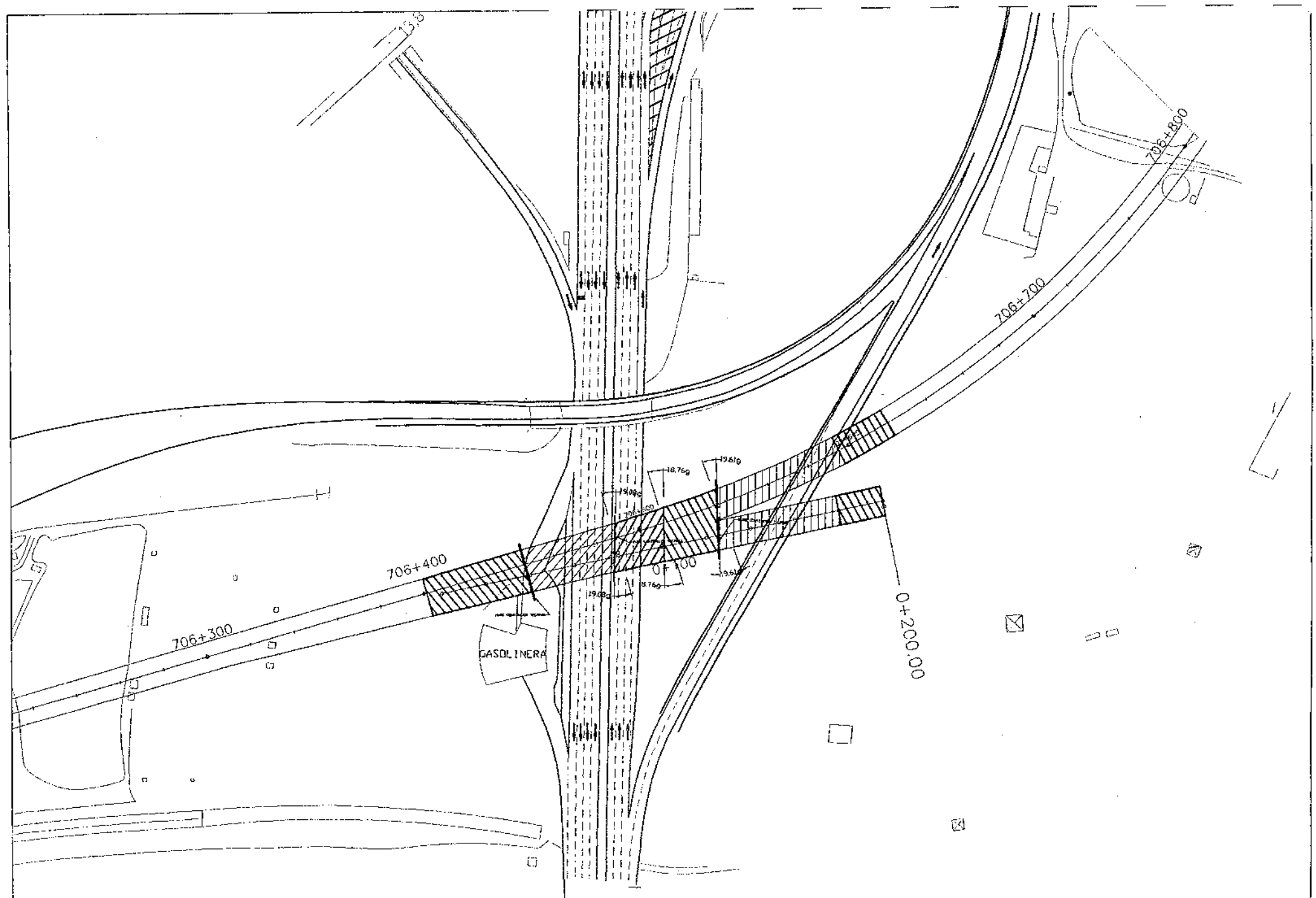
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCION, S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica Gráfica	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 4C	Nº DE PLANO Hoja de



GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCION, S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica Gráfica	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 5A	Nº DE PLANO Hoja de



GIF	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN, S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico | Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 5B	Nº DE PLANO Hoja de



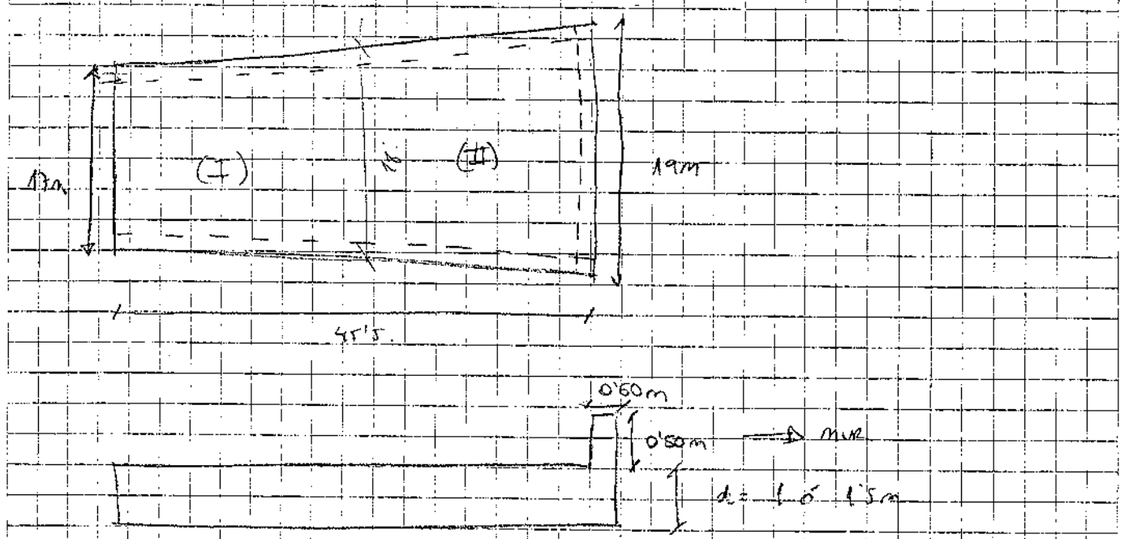
GIF	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN, S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico | Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 5C	Nº DE PLANO Hoja de

NOTA DE CÁLCULO

— RAMAL AEROPUERTO — FASE 1 TUBERÍA

1er tramo

1 LOSA: GEOMETRÍA



2 ACCIONES

q_1 - Pes propi $\gamma_1 = 25\ kN/m^3$ (NO la ha trat.)

q_2 - Pa terres $\gamma = 20\ kN/m^3$

q_3 - S.c. ús. $q = 10\ kN/m^2$

Hi ha una altura de terres màxima de 3'1 m

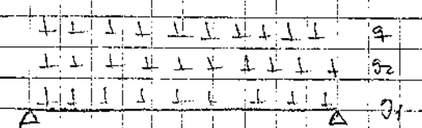
pero = el contrafort à de d = 1 m ⇒ 3'6 m

Dividim (pel 1er tramo) la losa en 2 zones

Z1 → $L_{losa} = 18\ m$ → $L_c = 17\ m$

Z2 → $L_{losa} = 19\ m$ → $L_c = 18\ m$

3 LOSAS DE ESCALERAS



— FLEXIÓN —

$M_d = 1'35 (mg_1) + 1'5 (mg_2 + mq)$

$mg_1 = \frac{pl^2}{8}$ → $p = 1'5 m 25 = 37'5$ kN/m (d = 15)

$p = 1'0\ m^2 \cdot 25 = 25$ kN/m (d = 1 m)

$mg_2 = \frac{pl^2}{8}$ → $p_2 = 3'1\ m^2 \cdot 20 = 62$ kN/m (d = 1'5)

$p_2 = 3'6 \times 20 = 72$ kN/m (d = 1 m)

$mq = \frac{pl^2}{8}$ → $p_q = 40$ kN/m

$q_{TOTAL} = 1'35 (p_1) + 1'5 (p_2 + q)$

→ $M_d = \frac{l^2 \cdot q_{TOTAL}}{8}$ → Programa BASE

	L	d	Md	As	
cas 1	17	1	56621'6	1791'1 cm²	→ 37 ϕ25
cas 2	18	1	6348'37	1998'325 cm²	→ 41 ϕ25
cas 3	17	1.5	5730'33	1031'66 cm²	→ 22 ϕ25
cas 4	18	1.5	6424'31	1221'8 cm²	→ 26 ϕ25

→ $\mu_c = 0'188$ → dúctil!!!

Recubrimiento ϕ25 r = 0'03 + 0'01 + 0'0125 = 0'0525 m

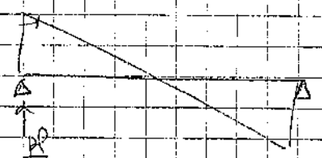
2 capas ϕ25 d = 0'07



→ Recubrimiento 1'5 cm de canto

— ESF. CORTANTE —

Comprobamos el cortante a 1 canto útil del apoyo



→ $V_d = \frac{pl}{2} - px$

x = 1 m (un canto útil exterior medido del canto de la carrera)

L	V_d (kN)	A_s (cm²)	$A_{s,ef}$ (real)
17	1189'17	107'99 cm²	131'08 cm²/ml
18	1269	127'627 cm²	141'07 cm²/ml

Acero mínimo a cortante

$A_s \rightarrow 0'02\, b_0 \frac{f_{cd}}{f_{yk}} = 0'02 \cdot 1 \cdot \frac{25/1'5}{400} = 8'33$ cm²/m²

Disponemos 2 planos de armadura en cada m

→ L = 17 m → $A_{s,ef} = 6'55$ cm²/m → 1c ϕ10 (2 ramas) = 0'20 (A = 7'85 cm²)

→ L = 18 m → $A_{s,ef} = 7'035$ → 1c ϕ10 = 0'20 (A = 7'85 cm²/m)

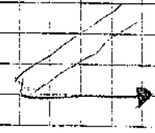
→ Pondremos en los dos: 2c ϕ10 = 0'20 por ml

COMPROBACIÓN ÚLTIMA BIELA A CORTANTE

$V_d = 1458'525 \frac{l}{2}$

l = 17 → $V_d = 1348'81$ kN → $A_s = V_d / f_{yd} = 31'00$ cm²

l = 18 → $V_d = 1427'625$ kN → $A_s = 32'8$ cm²



⇒ Cabrá de sobra con la armadura dispuesta!

ARMADURA TRANSVERSAL

⇒ Cuantía geométrica mínima (con $f_{ck} \leq 50$ MPa)

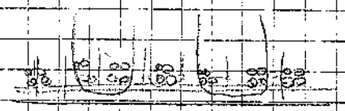
$\omega \geq 1'8‰$

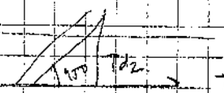
$A_c = 1'5\ m^2/m$

$\Big\}$ $A_s \geq 29\ cm^2/m$

en cada cara $A_s = 15'5\ cm^2$ → $\phi 20$ c 0'20 ($A_s = 15'7\ cm^2$)

⇒ Cort de l'ensabina (a resolt).





$T_{d2} \rightarrow T_d$ (1 ϕ 8)

1m

$T_{d2} = A_s \cdot f_{yd} = 4 \cdot 4'909 \cdot 10^{-4} \cdot 434'8 MPa = 0'85$ MN

⇒ Espai per la transmissió del moment T_m (hi cap problema)

$A_{s,cal} \geq \frac{T_{d2}/g}{f_{yd}} = \frac{0'85/g}{400} = 2'37\ cm^2/m$ ⇒ cobrim la quantia mínima

$R = 0'85/g = 0'09$

Esgotament de la fonda

$S_{d1} = 0'5\ f_{cd}\ h_0$ $h_0 = 0'14 cm$

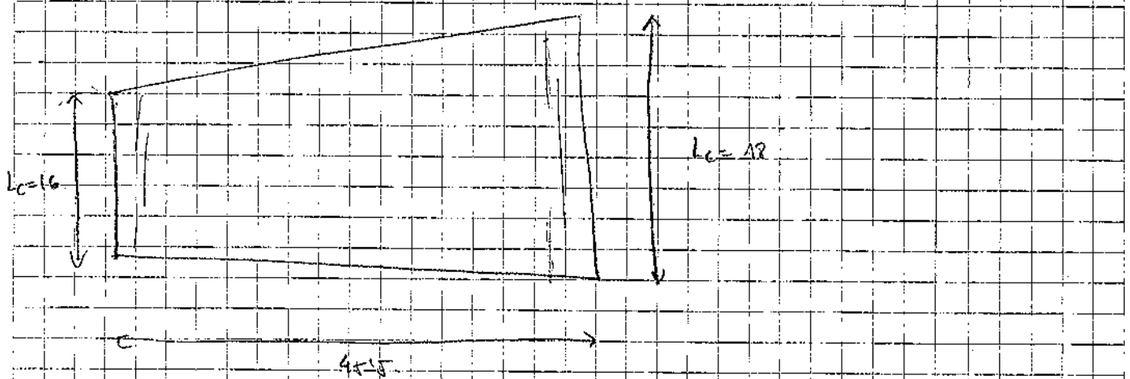
$f_{cd} = 25/1'5 = 16'67 MPa$

$S_{d1} = 0'5 \cdot 16'67 \cdot 0'14 = 1'17\ MN/m$ $R \leq S_{d1}$ (Ok)

En las proximidades del muro (PK 706+447) puede combinar los efectos de flexión cilíndrica.

⇒ Hacemos un empotrado plano

1 GEOMETRIA



MATERIALES

Hormigón H-25

$f_{ck} = 25$ MPa

$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} = 27264'04$ MPa

Acero B-500-S

$f_{yk} = 500$ MPa $f_{yd} = 434'78$ MPa

2 ACCIONES

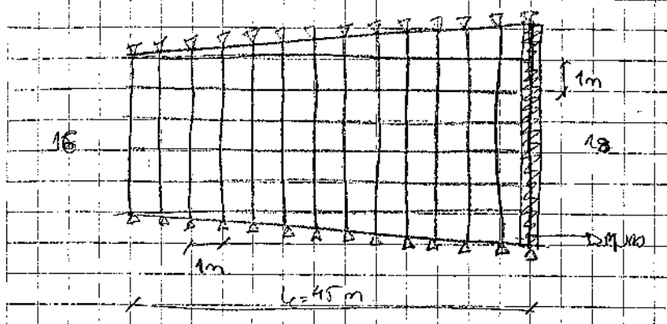
peso propio $\gamma_h = 25\ kN/m^3$

peso hormig. $\gamma_E = 20\ kN/m^3$

q S.C. → $q = 10\ kN/m^2$

cargas de la losa del apoyo como R_u (a determinar)

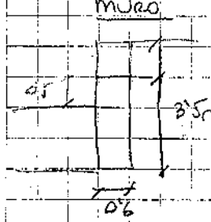
3_ MODELIZACIÓN



⇒ Empotrado con bancos de 1m de separación

⇒ BARRAS $\lambda = 1'5$

$A = 1'5\ m^2$ $I_x = 0'28125\ m^4$ $I_y = 0'125\ m^4$ $J = 0'5625\ m^4$



$A = 1'2\ m^2$

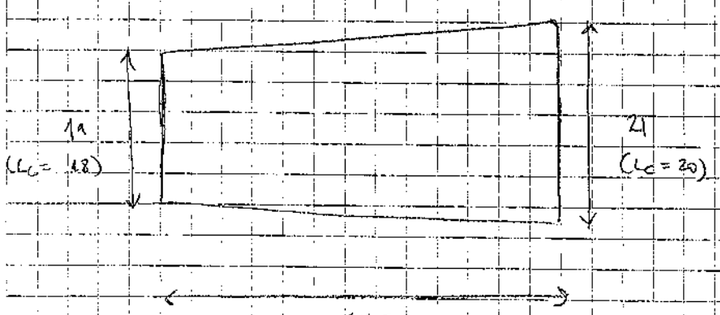
$I_x = \frac{1}{12} 0'6 \cdot 3'5^3 = 2'14\ m^4$

$I_y = 0'063\ m^4$

$J = 0'18\ m^4$

4_ OBTENCIÓN CARGAS LOSA SIGUIENTE TRAMO

⇒ Se hace un empotrado análogo al precedente:



Peso propio $t_t = 25\ kN/m^3$

Peso tierras $\gamma_t = 20\ kN/m^3$

SC ⇒ Hay tráfico

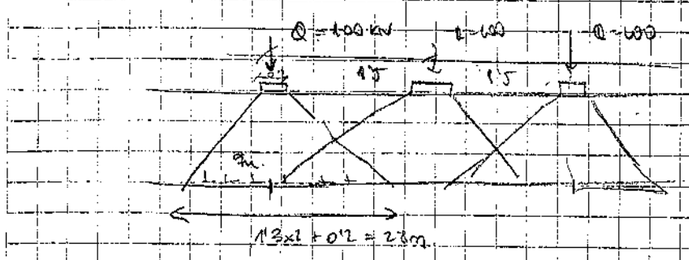
$q = 4\ kN/m^2$

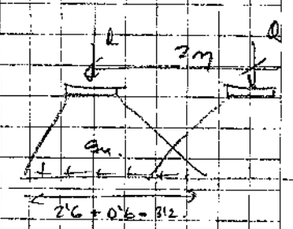
$Q = 600\ kN$

$h_{tierras} = 1'3\ m \rightarrow p_t = 20 \times 1'3 = 26\ kN/m^2$

(se interpolará con 42m = Lc)

Aplicación del coro:



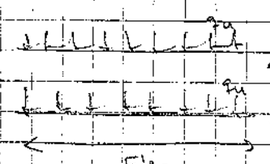


⇒ Distribuyendo la carga Q ⇒ $q_u = \frac{100}{28 \cdot 3'2} = 11'2\ kN/m^2$

⇒ pero se solapan.

Por el lado de la rigidez solo los dobleneros en longitudinal

⇒ quedarán 2 cuchillos



$q_u = \frac{300}{5'8} = 51'72\ kN/m$

Reacciones = 1'35 pp + 1'5 pt + 1'5 sc + 1'50

La reacción máxima (por 1m) = 392 kN

¡¡ Será la que vamos a aplicar en todo el ancho de la losa inferior

5_ APLICACIÓN DE LAS CARGAS

Peso propio ⇒ autoactiva ⇒ $\gamma = 25\ kN/m^3$

Peso tierras ⇒ $\gamma_t = 20\ kN/m^3$

$h_t = 3'1m$ ⇒ $p_t = 20\ kN/m^3 \cdot 3'1m \cdot 1m = 62\ kN/m$

SC ⇒ $q = 10\ kN/m^2 \cdot 1m = 10\ kN/m$

Q_{tt} ⇒ $q = 392\ kN$ (vale sobre el mismo)

6- COMPROBACIÓN DE LAS REACCIONES

i) Peso propio $PP = 1'5 \times 46'91 \times 45 \times 25 + 18 \times 2 \times 0'6 \times 25 = 2919'0375$ kN

$\Sigma R_{PP} = 2919'04$ kN (ok)

ii) Peso tierras $pt = 17m \times 62\ kN/m^3 \times 46 = 48484$ kN

$\Sigma R_{pt} = 48484$ kN (ok)

iii) SC → $sc = 10 kN/m^2 \times 46 \times 17 = 7820$ kN

$\Sigma R_{sc} = 7820$ kN (ok)

iv) Qu → $q = 392 \times 18 = 7056$ kN

$\Sigma R_{sc} = 7056$ kN (ok)

7- ESFUERZOS Y DIMENSIONAMIENTO LOSA 64'00

Se calcularán los esfuerzos de diseño:

$M_d = 1'35\ pp + 1'5\ (pt + sc + q)$

$V_d = 1'35 pp + 1'5\ (pt + sc + q)$

→ Diagrama de envolvente se ve que la flexión calculada antes calculada es efectiva hasta llegar a 13m del muro. En distancias más cortas al muro aparece el efecto de éste y de las cargas sobre él aplicadas. Pero la influencia es positiva ⇒ los esfuerzos disminuyen al acercarse al muro, por el efecto de su gran rigidez.

⇒ Reforzamos las 2 zonas definidas porque son desfavorables y calculamos el muro

Reforzamos tanto como la flexión longitudinal:

$M_{d\,max}^{long} = 471$ kN

→ $A_s = 7'73\ cm^2$ → que se cubre con la cuantía mínima dispuesta de $\phi 20$ c $0'20$

Y el cortante long + cortante trans < cortante de cálculo

FLOTACIÓN LOSA

Zona I → $\sigma_t = 57833$ → $w_c = 0'06$

Zona II → $\sigma_t = 64734'31$ → $w_c = 0'06$ (hip excel)

8.- ESFUERZOS Y DIMENSIONAMIENTO DEL MURO

— FLEXIÓN —

$M_d = 32650'7$ kN m
$d = 3'5$ m
$b = 0'6$ m

$A_s = 279'6963$ cm²

⇒ 35 φ 32 ponderamos 76

— CORTANTE —

A un canto útil del apoyo

$V_d = 4084'19$ kN
$A_c = 289'53$ cm²

→ $A_{sw} = 26'40$ cm²

1C φ16 a 0'15 → $A_{sw} = 26'81$ cm²

(V_d en la cima del cortante bueno y bueno en el punto, o en el máximo) → $d = 5'7$ $V_d = 3564$ kN → $A_{sw} = 14'1$ cm² → 1C φ16 a 0'15

dos tenemos que ser capaces de pasar la capacidad mecánica de dos barras que están fuera del cerco por cortante

$A_s = 16\,\phi 32$ → $T_d = 16 \times 8'042 \times 10^{-4} \times 434'78 = 559$ MN

Espacio de transición (ley momento constante $l = 9$ m)

$S_d = 5'59 / 9 = 0'6216$ MN/m

$A_p = \frac{S_d}{f_{yd}} = \frac{0'6216 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 15'54$ cm²/m

→ Ponderamos con las

1ª capa inferior → 4 φ20 + 1 φ32 por metro

2ª capa + 3ª → 4 φ16 + 1 φ32 por metro

— DISPOSICIÓN ARMADO —

MURO ANCLAJE

$d = 3 + 1'5 + 2 = 6'5$ m

→ $M_d = 9778'95$ kN m → $A_s = 147$ cm²

$10\,\phi 32 + 1\,\phi 25$ → $A_s = 137$ → NO

→ Tendremos que solapar φ32 con φ32

— LOSA —

RECÁLCULO CON φ32

Zona I → $M_d = 5730'33$ → $102'66$ cm² → 14 φ32 (110'6)

Zona II → $A_s = 122'8$ cm² → 16 φ32 → (128'68)

Zona de anclaje

I_y $d = 1 + 1'55 + 1'5 = 4'05$ → $M_d = 3938'07$ kNm

$A_s = 67'8$ cm²

⇒ 7 φ32 + 7 φ25 ($A_s = 90'65$)

II_y $d = 2'7 + 1'55 + 1'5 = 5'75$ m

$M_d = 5405'123$ kN m → $A_s = 101'6$ cm²

8 φ32 + 8 φ25 → $A_s = 103$ cm² OK

MURO de 3m.

Armadura como una losa de $d = 3$ m $b = 0'6$

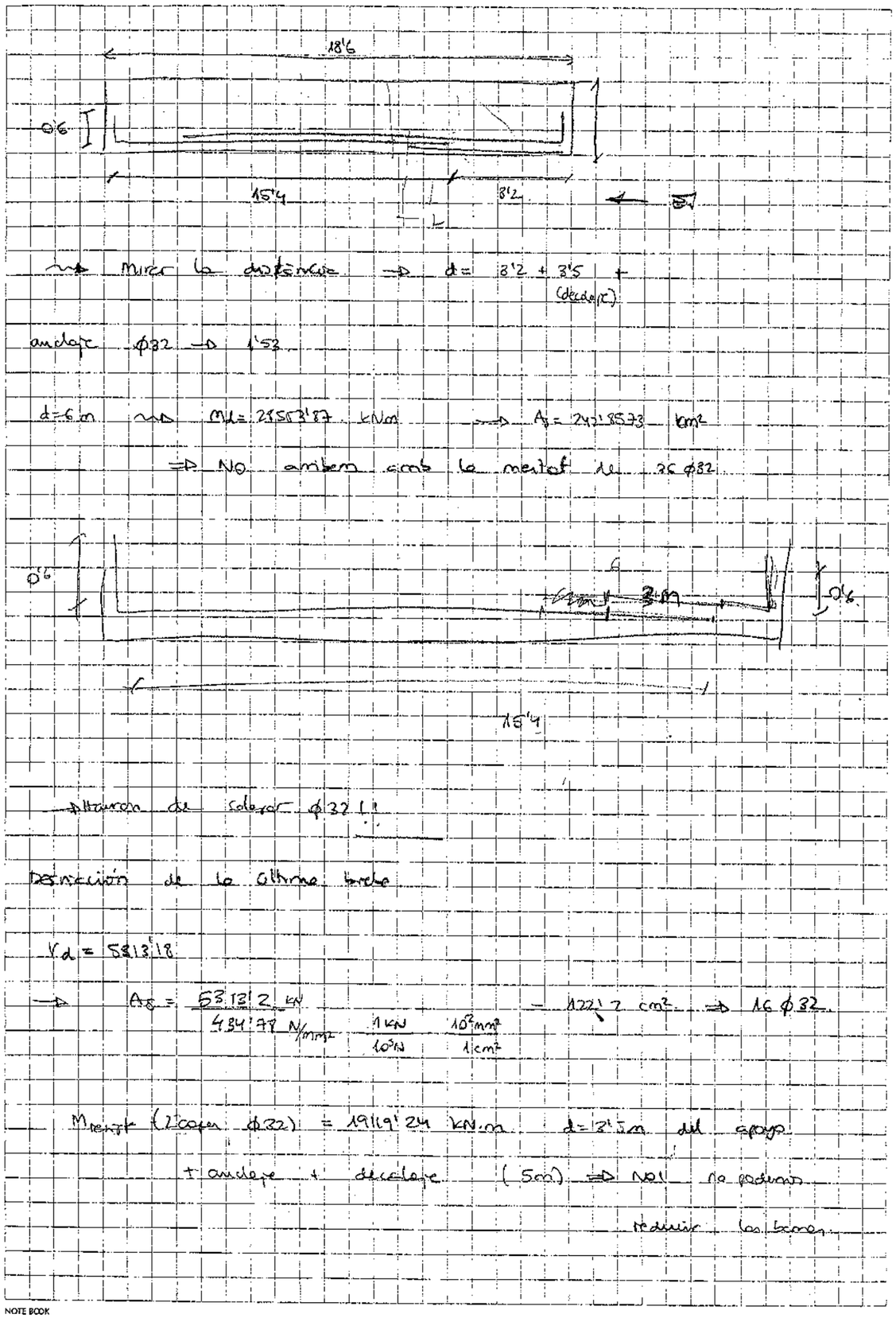
Cuantía mínima pilares

$A_c = 3 \cdot 0'6 = 1'8$ m²

→ $A_{s,nec} = \frac{2'9}{100} 1'8 m^2 = 50'4$ cm² (Cara de tracción) < A_s dispuesta

→ Cara compresión $\frac{30}{100} \cdot 50'4 = 15'12$ → 4 φ25

CAN TUNIS. ASCENSORES 30-4-04.



→ Mirar la distancia → d = 8'2 + 3'5 + (decalaje)

anclaje ϕ32 → 1'53

d=6m → M_d = 21553'87 kNm → A_s = 24218573 kmm²

⇒ NO ambos con la mitad de 25 ϕ32

→ Hacemos de cobre ϕ32 !!

Obtención de la última hoja

V_d = 5813'18

→ $A_s = \frac{5813'12\ kN}{434'78\ N/mm^2} \cdot \frac{1\ kN}{10^3 N} \cdot \frac{10^2 mm^2}{1 cm^2}$ = 122172 cm² → 16 ϕ32.

M_{real} (2 capas ϕ32) = 19119'24 kN.m d=13'5cm del apoyo

+ anclaje + decalaje (5m) ⇒ NO! no podemos reducir los barras.

NOTE BOOK

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCIÓN

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DE LAS FASES 2; 3A Y 3B DEL TRAMO DE CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO -B-17-.

PK: 706+437.2a 706+538.63

PANTALLAS Y CUBIERTA

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 8 de julio de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA CARRETRA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO (B-17).
–FASES 2; 3A Y 3B-

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata del cruce del Falso Túnel ferroviario de Can Tunis con la carretera Barcelona – Enlace Aeropuerto (B-17) y una serie de servicios, entre los PK's 706+400 y 707+620 de la traza, aproximadamente.

El cruce con la carretera y con los diferentes servicios afectados en esta zona se plantea con sucesivos desvíos, de modo que, tanto la carretera como los servicios no se interrumpan mas que para ejecutar el desvío propiamente dicho. La construcción y reposición total de la estructura cuenta con un total de cinco fases. En este documento se detalla el cálculo y verificación de las fases 2; 3A y 3B, entre los PK's 706+437.20 y 706+538.63.

Estos desvíos sucesivos, sin cortes de tráfico ni servicios, exigen una ejecución rápida y con unas limitaciones de espacio muy restrictivas. Por estos dos motivos se plantea una cubierta a una cota elevada que obligue a una reposición mínima sobre ella. La cubierta de estas fases se encuentra entre las cotas 6.05 ó 6.30 (en la cara inferior) y la cota 7.80 (en la cara superior). El gálibo interior de la sección transversal aumenta y el resto de dimensiones se mantiene según las especificaciones del proyecto original.

En la cubierta se prevén una serie de muros temporales de contención de tierras, cuya función es permitir aprovechar al máximo el espacio disponible para los desvíos. Estos muros se han proyectado de modo que no tengan influencia en la verificación y dimensionamiento de la cubierta, por lo que no será necesaria su demolición cuando dejen de ser necesarios. Asimismo, sólo se ejecutarán en caso de ser estrictamente necesarios para alguno de los desvíos. La no ejecución de alguno de estos muros no tiene efectos sobre la cubierta, por lo que su dimensionamiento será igualmente válido.

Por los mismo motivos expuestos anteriormente, la losa de cubierta se ejecutará totalmente "in situ", sin prelosas, y toda la excavación interior del Falso Túnel se realizará en mina. Las restricciones geométricas obligan a ejecutar losas esviadas que permitan una mayor amplitud de los taludes de terraplenado y un máximo acercamiento a los taludes mínimos de excavación, dependiendo de la fase en ejecución. Los saltos de cota entre cubiertas adyacentes obligan a la utilización de muros de cierre entre algunas de las fases.

Las secciones transversales resultantes tienen gálibos totales elevados, de hasta 14.45 metros entre cara inferior de la cubierta y eje de la contrabóveda. Estas distancias altas entre ejes de apoyos se traducen en mayor luz a flexión de las pantallas que, para trabajar bajo la acción de esfuerzos razonables y con movimientos admisibles, requieren de la utilización de apeos intermedios con carácter definitivo. Situados por encima del gálibo estricto, estos apeos son necesarios en todos los subtramos del tramo objeto de estudio en los de cubierta tiene su cara superior a la cota 7.80 y, por tanto deben disponerse en las Fases 2; 3A y 3B.

En este tramo del Falso Túnel se prevé un ramal de acceso de la L.A.V. al aeropuerto que, de momento, queda cegado. Este ramal de desvío obliga a un ensanchamiento de la sección tipo del Túnel, con el incremento de luz de la cubierta que supone. En las Fases 2; 3A y 3B, las luces libres máximas entre caras interiores de pantallas llegan a ser de hasta unos 23.0m. Para estas fases de ejecución se plantea una losa de hormigón armado, ejecutada totalmente "in situ", sobre un terreno tratado que actúa como encofrado, con un canto total de 1.50 m que supone 1/12 de la luz de cálculo.

En las fases 3A y 3B basta con una cubierta de 1.50m de canto, mientras que en un tramo de la fase 2 es necesario aumentar el canto hasta los 1.75m (en el resto de la fase 2 vuelve a ser suficiente con 1.50m de canto). Para las fases 3A; 3B y el tramo de la fase 2 entre los PK's 706+511.22 y 706+527.12 se plantea una losa isostática biapoyada en las pantallas extremas. Para el tramo de fase 2 entre los PK's 706+527.12 y 706+538.63 se plantea una losa continua de dos vanos, con apoyo intermedio en las pantallas interiores.

La excavación interior de las secciones del túnel sólo se realizan cuando se han repuesto el terreno natural y los servicios sobre la losa de cubierta, por lo que la acción del tráfico sólo se ha considerado sobre aquellas fases para las que éste existe en el estado definitivo. De este modo, las fases 3A y 3B admiten la acción del tráfico, mientras que la fase 2 no admite la acción del trafico de carretera una vez la sección interior del Falso Túnel haya sido excavada. Aún así, con las disposiciones de fases adoptadas, la carretera B-17 podría ampliarse unos 10m (2 carriles +arcén), en el margen derecho de la calzada dirección Barcelona.

En los croquis adjuntos al final de esta memoria puede verse la propuesta de fases de ejecución para este tramo del Falso Túnel. En los mismos croquis se representan los desvíos de tráficos y servicios necesarios en cada una de las fases.

En el apartado de planos de este documento se presentan los planos de definición estructural de las pantallas para las fases 2; 3A y 3B de este tramo, así como los de su losa de cubierta. En los planos de las pantallas se incluye el esquema que define el procedimiento constructivo según el cual se han calculado.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS Y SERVICIOS EXISTENTES.

La traza del Falso Túnel cruza con la carretera B-17 y uno de sus ramales que da acceso a la Zona Franca, con una líneas eléctricas de media tensión soterrada, líneas telefónicas subterránea, etc, y un ramal de acceso a una estación de servicio. Todos estos servicios y sus desvíos se describen en los croquis adjuntos a esta memoria.

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 sección entre hastiales y de la infraestructura de vía se han respetado las especificaciones del proyecto original, salvo una pequeña modificación en la unión de los dos muros pantallas internos, que se ha modificado con la intención de facilitar la ejecución y asegurar una mejor estanqueidad del recinto interior.

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.

El procedimiento constructivo requiere de unos achiques de agua entre hastiales para permitir la excavación interior del Túnel. Para la acción del agua durante construcción se han considerado leyes de presión análogas a las que se consideraron en el tramo de pruebas (N.F. en el intradós a 1m, aproximadamente, bajo la C.M.E:), de modo que debe respetarse el mismo esquema de bombeo de agua que se ha definido para este tramo.

En el tramo de cruce de la traza del Falso Túnel de Can Tunis con la B-17 se produce un ensanchamiento de la sección transversal que sirve para dar cabida al ramal al aeropuerto. Dada la mayor separación de las pantallas y la imposibilidad de mantener la separación de los pozos de bombeo aparecen cambios en las condiciones hidrológicas durante el achique de agua interior, dichos cambios se traducen en leyes de presiones de agua diferentes de las que resultan del achique de agua interior en los tramos con 11.0 de separación de pantallas.

Las presiones de agua resultantes del achique de agua en el citado tramo presentan dos valores diferentes. Dichos valores han sido cuantificados por J. Carrera, cuya nota de cálculo se adjunta al final de esta memoria:

- En las proximidades de los pozos de bombeo las presiones de agua son menores, tanto en trasdós como en intradós.
- En las zonas más alejadas de los pozos de bombeo, las presiones de agua son más elevadas y se mantienen en valores más parecidos a los del los tramos con 11.0m libres entre pantallas.

En el dimensionamiento se han tenido en cuenta unas presiones de agua muy similares a las correspondientes a secciones alejadas de los pozos de bombeo (se ha realizado alguna hipótesis simplificativa del lado seguro).

Las presiones de agua en las zonas próximas a los pozos de bombeo resultan ser ligeramente menos desfavorables para las pantallas. Se ha realizado un comprobación de las mismas bajo las presiones de agua de esta zona en cuanto a esfuerzos y porcentajes de empuje pasivo movilizado respecto a la totalidad del empuje pasivo disponible, y ha resultado un dimensionamiento válido, con un ligero margen de seguridad adicional.

Las comprobaciones correspondientes pueden consultarse en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria

2.5 CARGAS VERTICALES SOBRE CUBIERTA.

Para las alturas de tierras se toman los perfiles transversales definidos en el Proyecto Original, con las cargas que suponen. Las cubiertas de las fases 2: 3A y 3B se han calculado para un relleno de tierras máximo de 1.2m.

Las cargas de tráfico se aplican en todas las fases constructivas de la cubierta en las que existe (ver apartado "1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA") En las fases en las que no se prevé la acción de tráfico la sobrecarga de utilización considerada es la $10kN/m^2$.

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.

El cálculo de acciones se ha regido por el articulado 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)

Asimismo, se ha tenido en cuenta el procedimiento constructivo evolutivo, tomando para cada una de las fases intermedias el esquema estático real y obteniendo 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 la verificación y dimensionamiento de la losa de cubierta se han tenido en cuenta las cargas de tierras y las cargas del tráfico (en caso de existir). Se ha comprobado la losa frente a cargas verticales y también se ha comprobado su estabilidad bajo el axil que le introducen las pantallas que sobre ella se apoyan.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón pantallas: HA-25
- Hormigón losa de cubierta: HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control (con los coeficiente de seguridad de materiales y acciones que implican):

- 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 de la Fase 1 se presentan a modo de resumen en la nota de cálculo de cada uno de los procedimientos constructivos planteados.

Para el cálculo de la losa de cubierta se han empleado métodos manuales y emparrillados planos que permitan simular singularidades que requieran estudios de mayor detalle. Los emparrillados planos se han destinado a evaluar la influencia de muros extremos en los cambios de altura de la cubierta (que actúan como vigas de mayor rigidez y tienen influencia en la distribución de esfuerzos), y a estudiar la distribución de esfuerzos en los bordes libres de las losas esviadas que aparecen en las diferentes fases del procedimientos constructivo.

Se prevé la posible disposición de muros en los extremos de las losas, en las diferentes fases, que permitan contener tierras y disminuir el espacio perdido con derrames de tierra. Los flectores que estos muros introducen en la losa se han tenido en cuenta en el dimensionamiento de la misma.

Estos muros se ejecutarán con un desarrollo longitudinal discreto, de modo que unas juntas verticales de separación entre tramos les impiden funcionar como viga y actuar como punto rígido para la cubierta. Anulando la capacidad a flexión del muro se evita la introducción de esquemas estáticos en la losa que requieran disposiciones especificas de armado (armado frente a momentos negativos, cuelgue de reacciones de cortante, etc.)

Los muros tienen carácter temporal y, aunque no se prevé su demolición, tampoco se presta especial atención a su durabilidad, por lo que sólo se garantiza su seguridad estructural.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Se plantean un procedimiento constructivo similar al P2 para la ejecución del Falso Túnel en el cruce con la carretera Barcelona – Enlace Aeropuerto (B-17).

Se parte de una cubierta ejecutada directamente sobre el terreno tratado y, toda la excavación del interior del Falso Túnel se realiza en mina, eliminando la excavación a cielo abierto.

El procedimiento constructivo requiere de la disposición de puntales definitivos por encima del gálibo para reducir esfuerzos y movimientos en las pantallas. Asimismo, se requiere de la utilización de puntales provisionales que permitan contener esfuerzos en fases intermedias de ejecución. La descripción del procedimiento constructivo puede consultarse en el anejo de planos adjunto a esta memoria.

Procedimiento constructivo:

- Desvío de tráfico y servicios (cuando corresponda) y preparación de la plataforma de trabajo a la cota z=+7.80.
- Ejecución de las pantallas.
- Drenaje entre pantallas hasta alcanzar el estado de presiones de agua definido para las fases de construcción.
- Descabezado de las pantallas hasta la cota de cara inferior de la cubierta y tratamiento del terreno entre pantallas para poder actuar como encofrado de la losa de cubierta.
- Ejecución de la cubierta.
- Reposición de servicios y terreno sobre la losa de cubierta (cuando corresponda).
- Primera excavación interior del Falso Túnel en mina.
- Apuntalamiento definitivo (esta fase y la anterior sólo se ejecutan en las fases en que sean necesarias).
- Excavación interior del Falso Túnel hasta, aproximadamente, 5.0m por encima de la cota de máxima excavación (C.M.E.).
- Apuntalamiento provisional y excavación hasta C.M.E.
- Relleno de zahorras y ejecución de la contrabóveda.
- Retirada de puntales provisionales.
- Fin del drenaje entre pantallas.
- Acabados interiores del Falso Túnel.

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 últimos de flexión y cortante), que puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

Para la losa de cubierta se realiza un estudio con emparrillado plano que permita tener en cuentas las posibles singularidades geométricas que afecten a su comportamiento, como muros extremos o esviajes acusados.

Las limitaciones de espacio resultantes de la ejecución por fases también implica unas longitudes máximas de las jaulas de armado, que en algunas zonas deberán montarse por tramos de longitudes máximas de unos 20m. Por los motivos expuestos anteriormente los solapos de las armaduras se hacen en secciones que permitan el montaje por tramos, sin corresponder, quizás, con la sección óptima para su realización.

6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis de las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0.

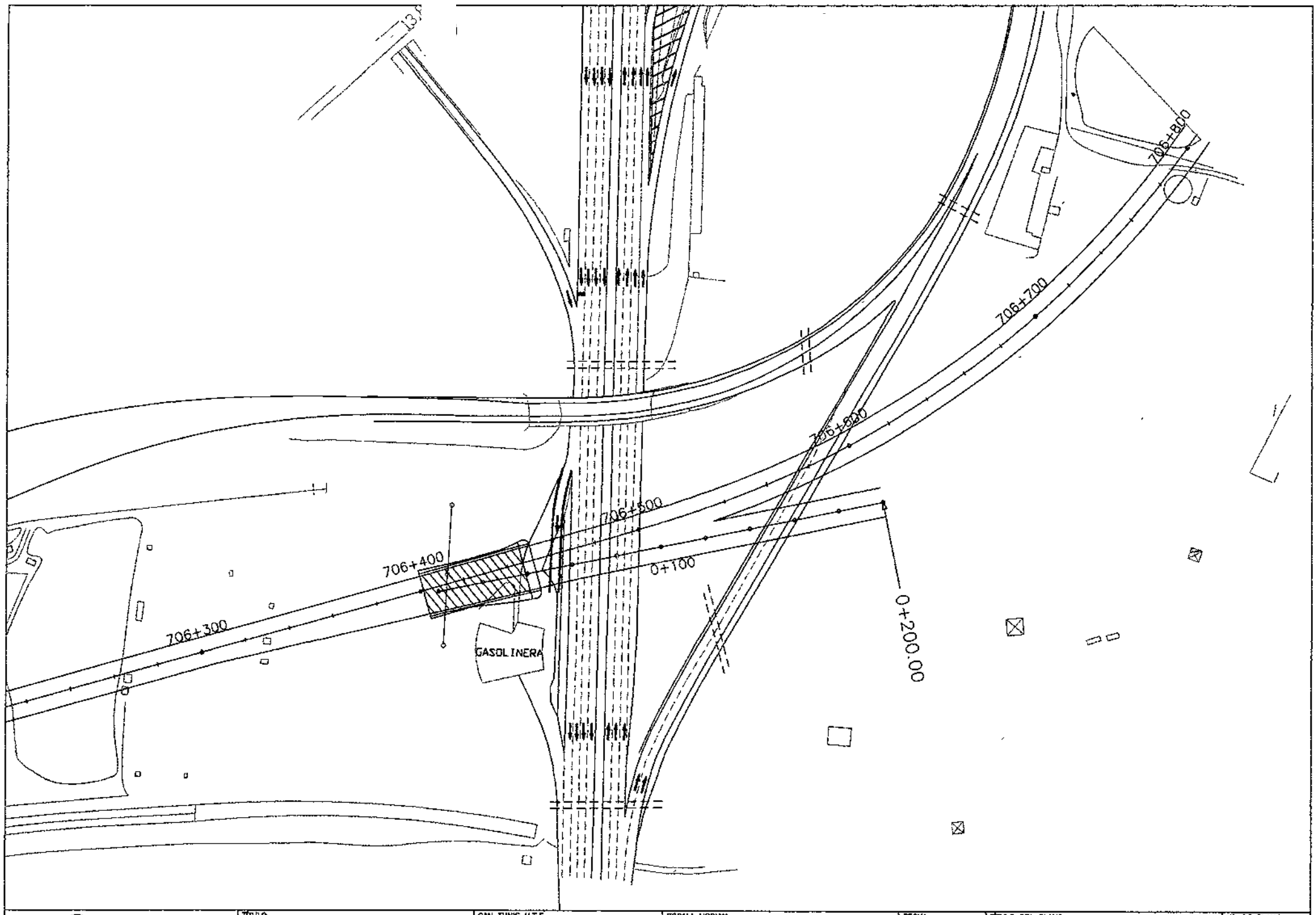
El análisis estructural de las losa de cubierta se ha realizado con el programa comercial SAP2000

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.

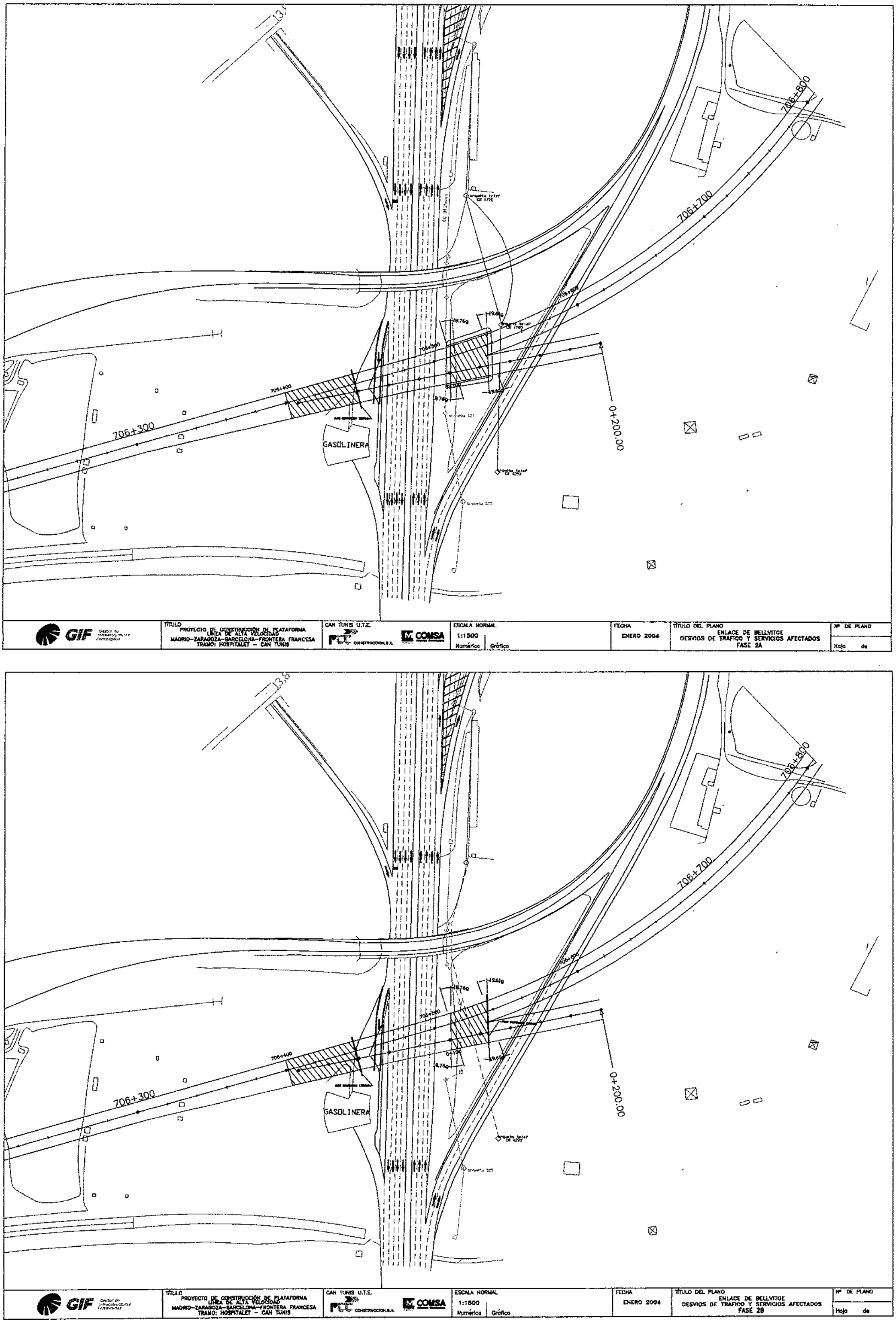


Fdo.: Ángel C. Aparicio Bengoechea
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 4141

Barcelona, a 8 de julio de 2004

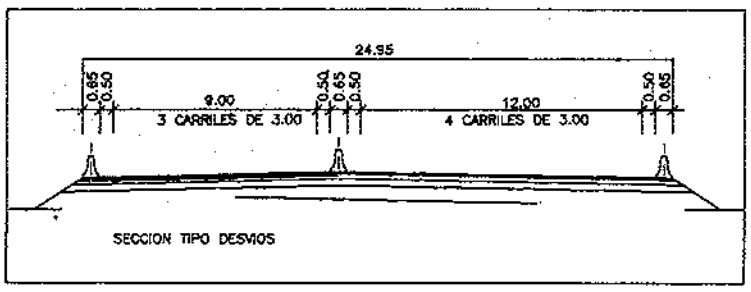


GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. COMSA CONSTRUCCIONES S.A.	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica | Gráfica	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 1B	Nº DE PLANO Hoja de

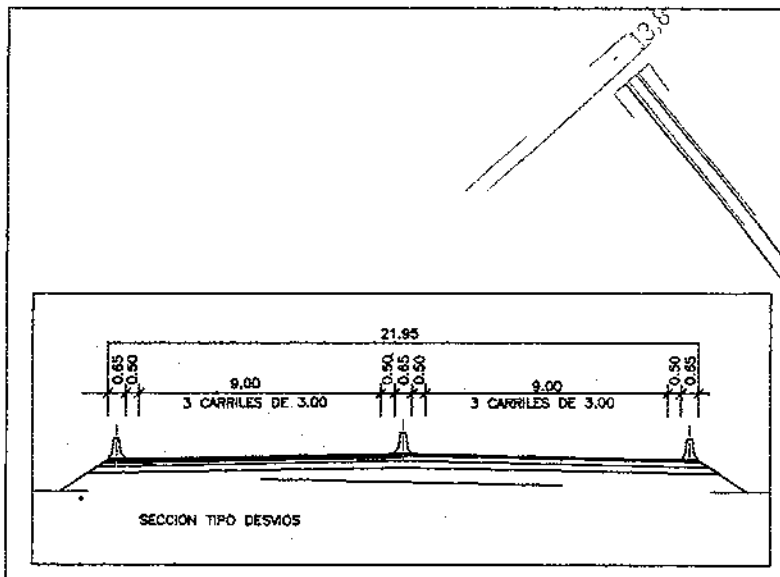


GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. COMSA CONSTRUCCIÓN S.A.	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica | Gráfica	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 2A	Nº DE PLANO Hoja de

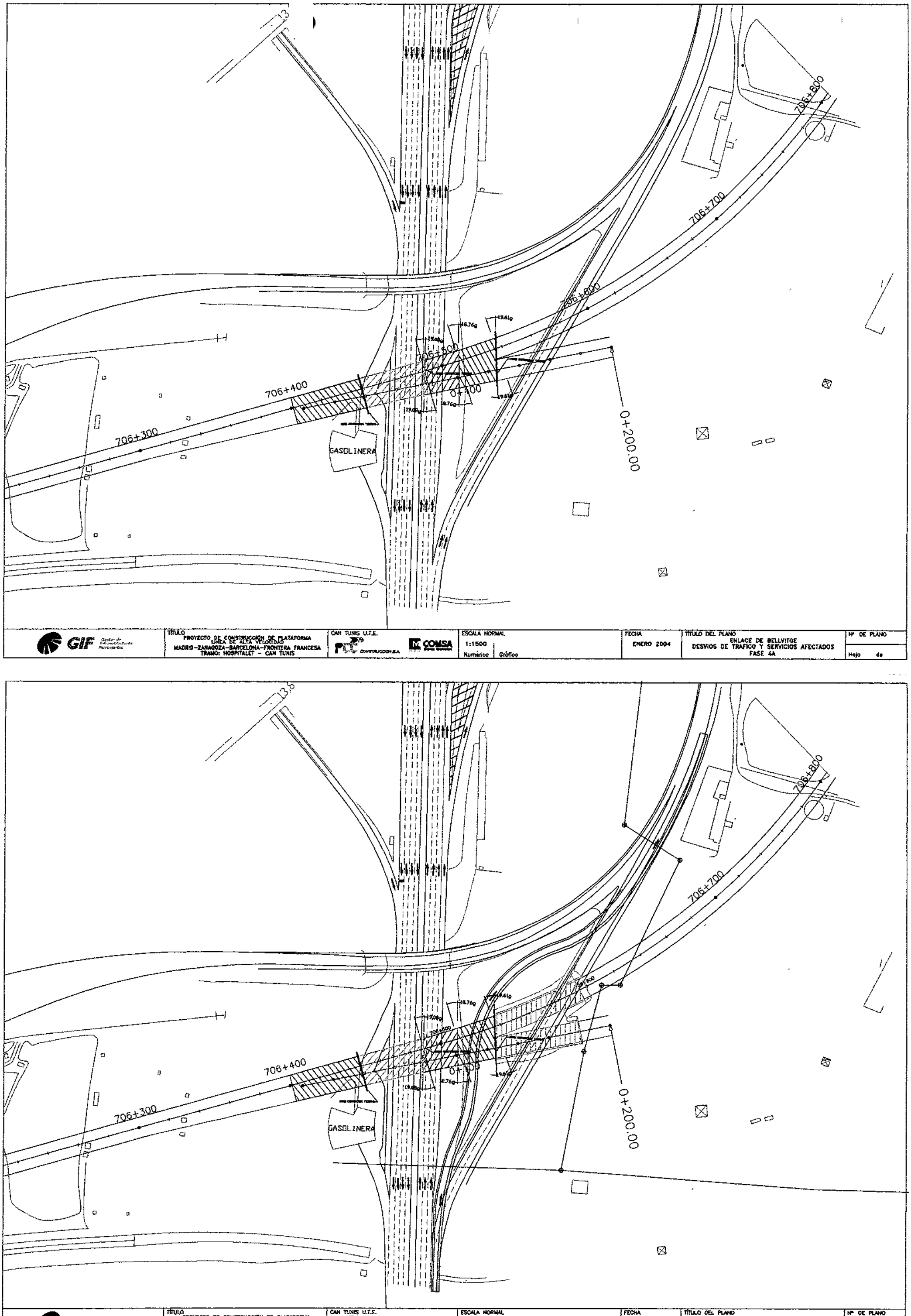
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. COMSA CONSTRUCCIÓN S.A.	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica | Gráfica	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 2B	Nº DE PLANO Hoja de



GIF	TITULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCION S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico / Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 2C	Nº DE PLANO Hoja de

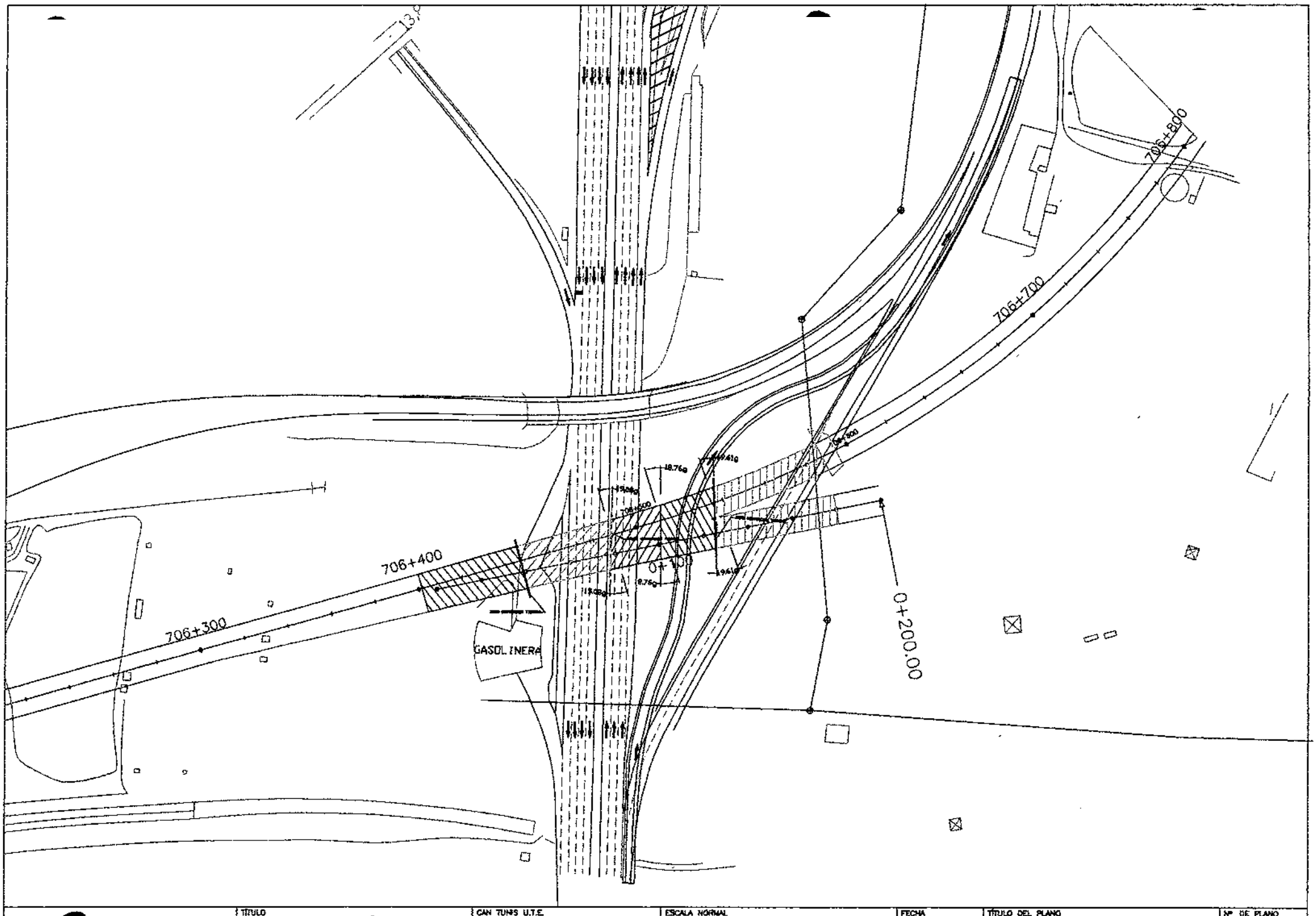


GIF	TITULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCION S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico / Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 3A	Nº DE PLANO Hoja de

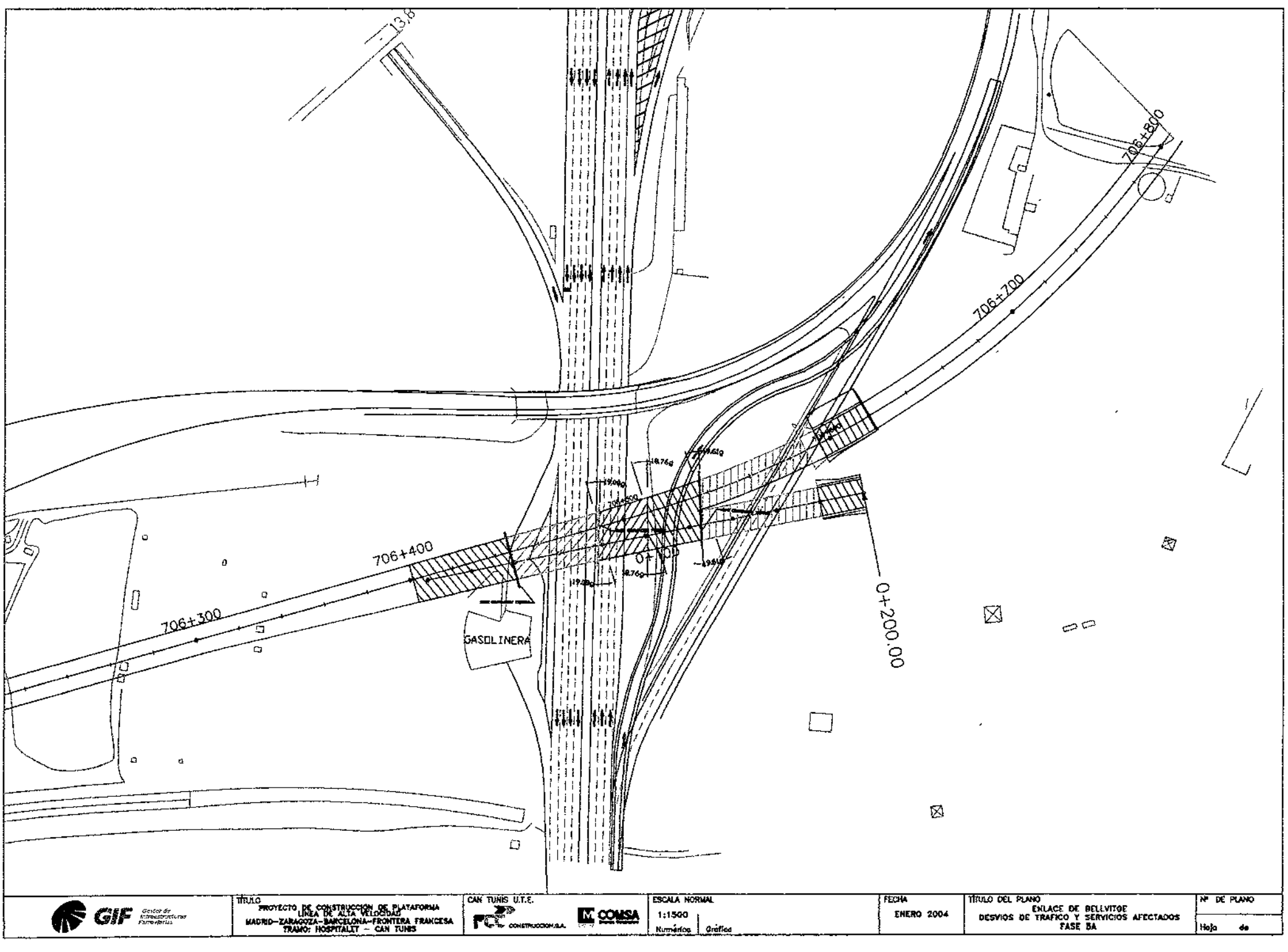


GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico | Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 4A	Nº DE PLANO Hoja de

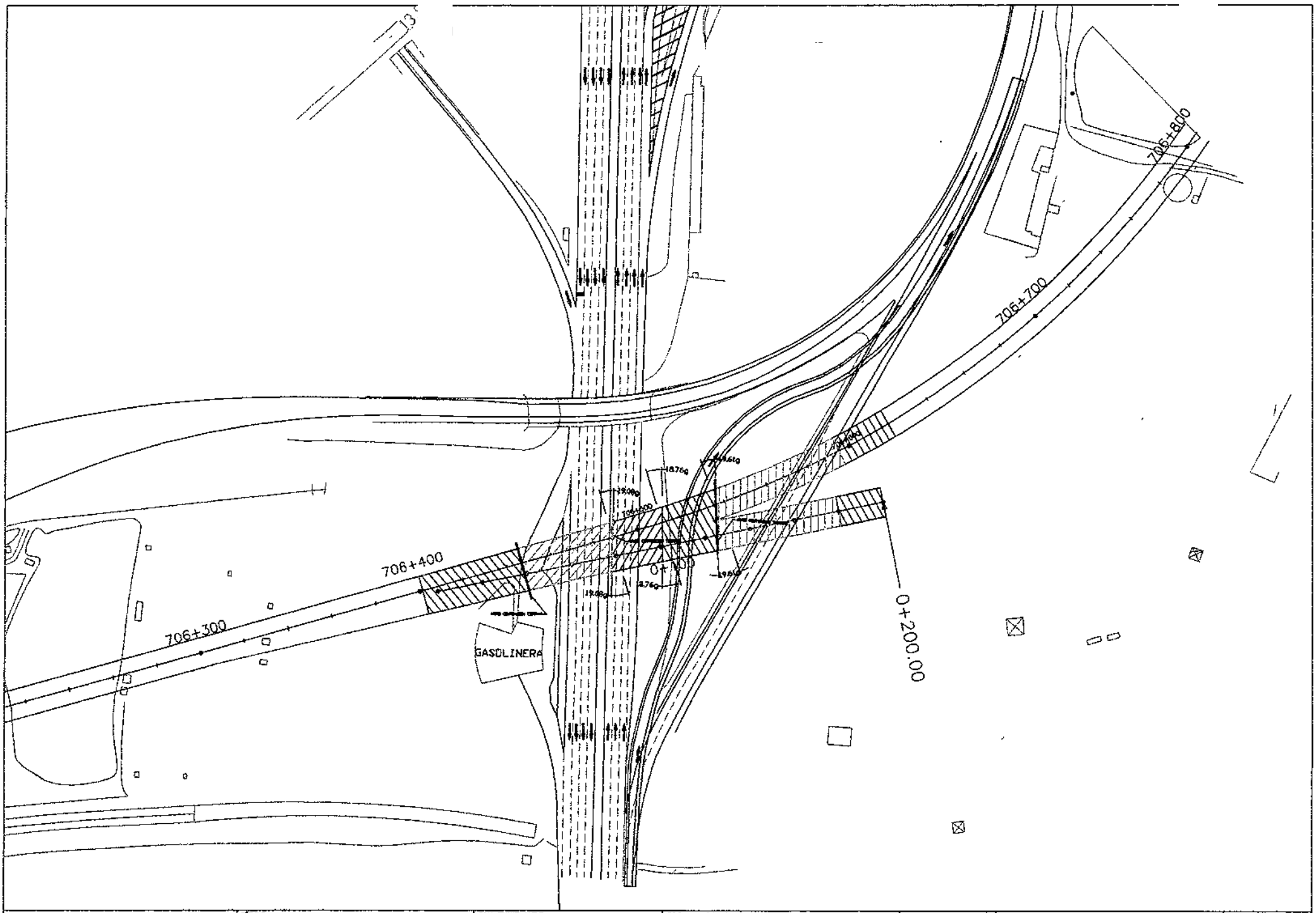
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico | Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 4B	Nº DE PLANO Hoja de



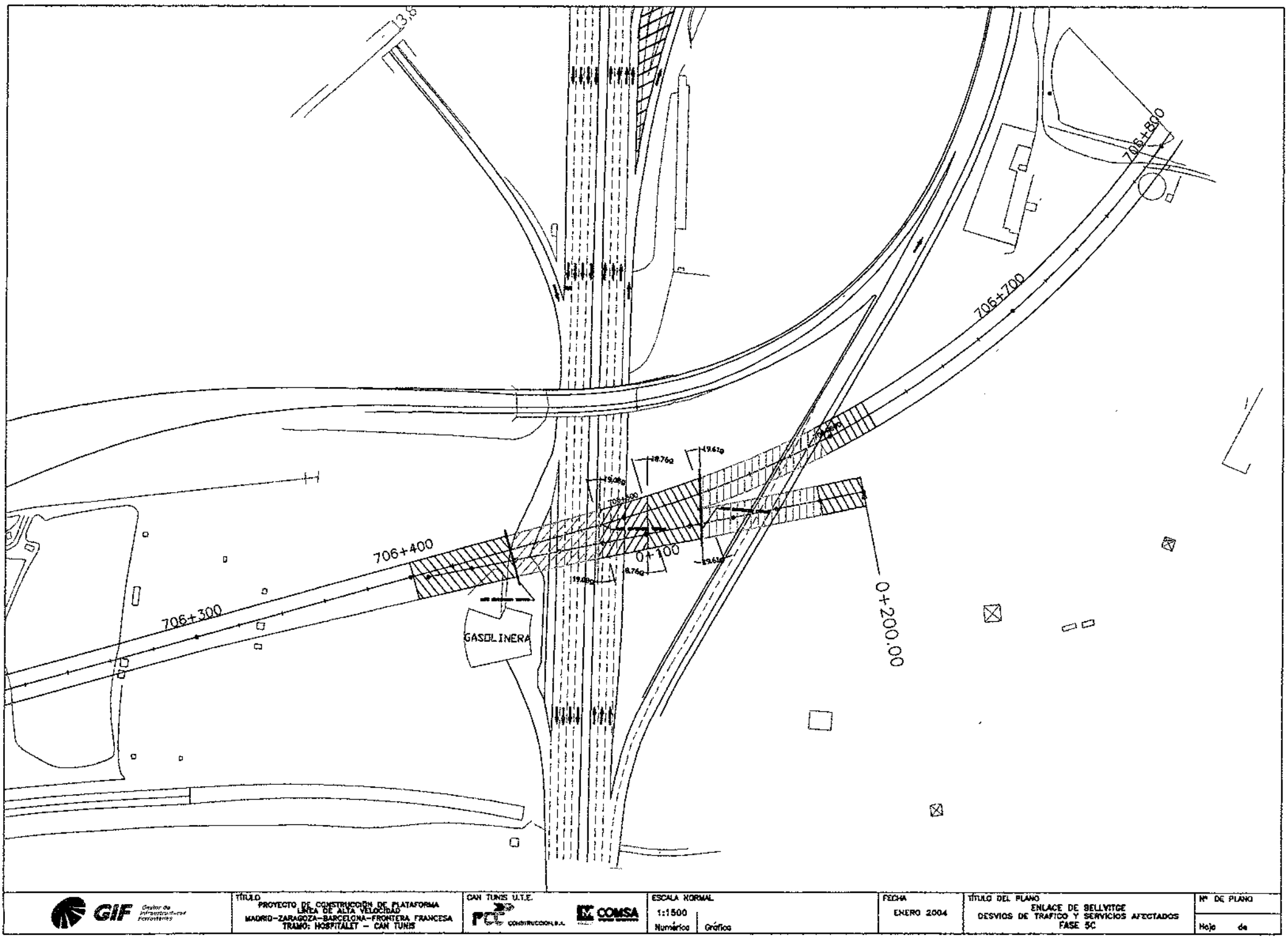
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN, S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico | Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 4C	Nº DE PLANO Hoja de



GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN, S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico | Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 5A	Nº DE PLANO Hoja de



GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN, S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico | Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 5B	Nº DE PLANO Hoja de



GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN, S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico | Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 5C	Nº DE PLANO Hoja de

NOTA DE CÁLCULO

CRUCE ~~B~~ 17

~~FASES~~: 2, 24 y 28

PANTALLAS

CRUCE Q-17

FASE: 2; 3A y 3B

PANTALLAS

NOTE BOOK

PANTALLAS DEL TRAMO DE CRUCE CON CA Q-17

PK = 706+437,20

Pendiente p = -1,432%

Z inicio +3,365m

P.kmicio 705+944

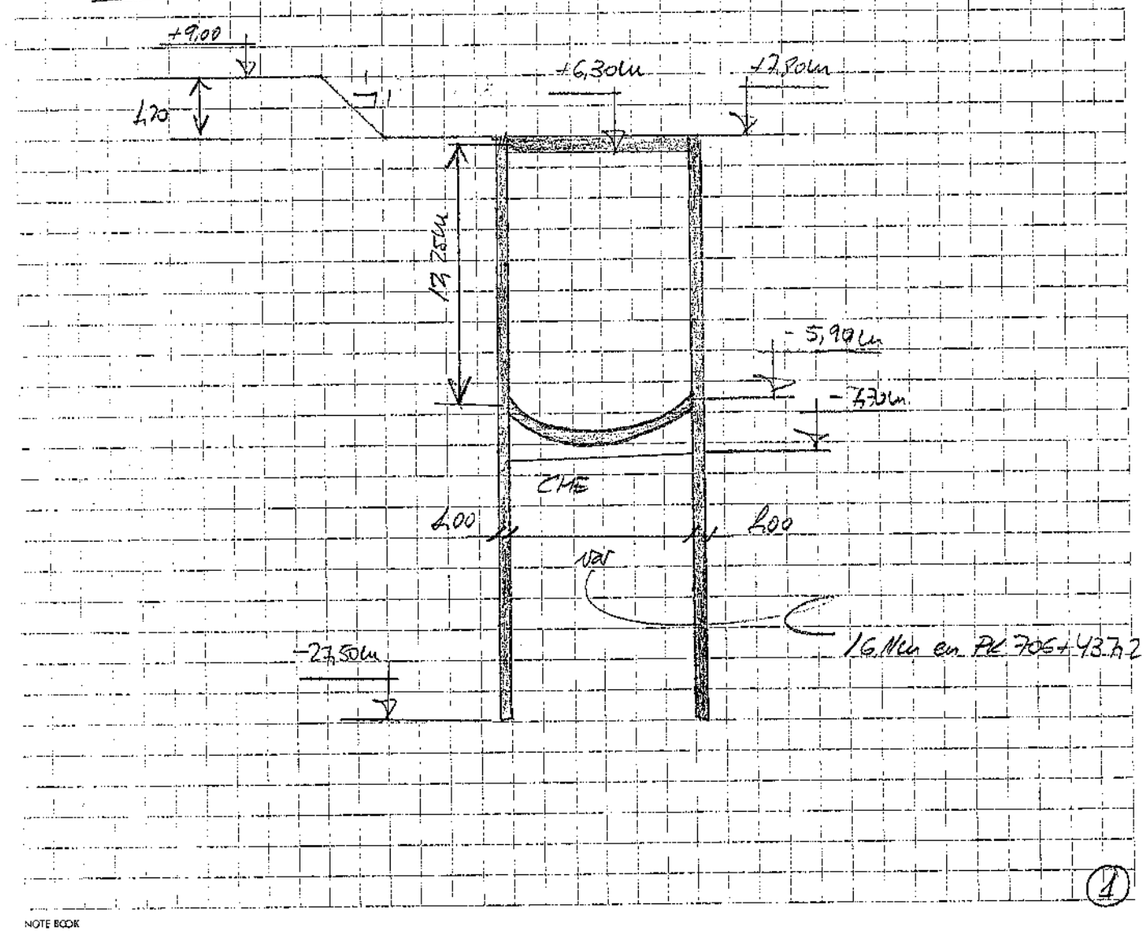
ΔPk = 493,2m → ΔH = 493,2 $\frac{-1,432}{100}$ = 7,065m

Z cant = 3,365 - 7,065 = -3,70m → Z cant = -3,70m

→ CME: -7,70m

→ Contraboveda: -5,90m

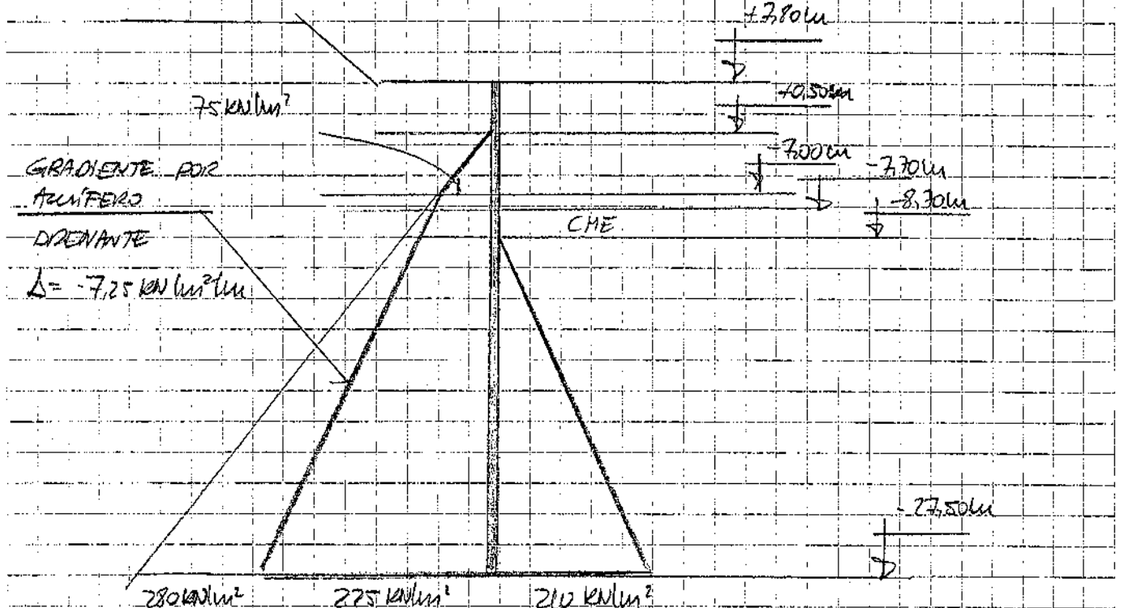
SECCIÓN TRANSVERSAL



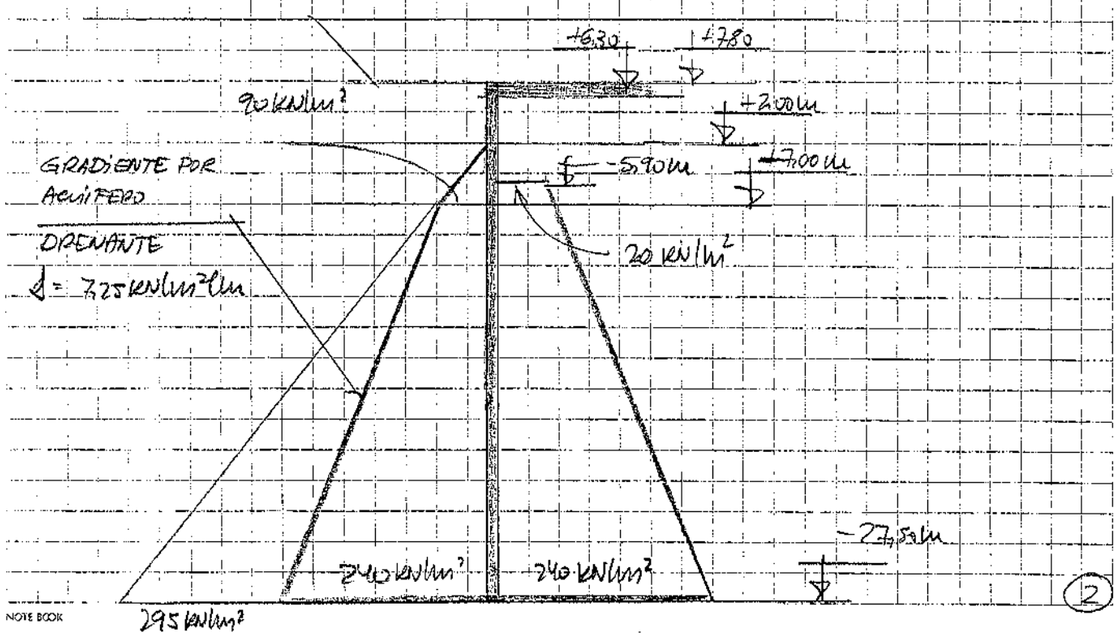
NOTE BOOK

PRESIONES DE AGUA

Se mantiene el mismo esquema de abrigos de agua entre pantallas que en el frente de prueba.



PRESIONES DE AGUA EN ESTADO DEFINITIVO (SOBRA MÁXIMA NF)



RIGIDECES

Ⓜ CUBIERTA: $h = 1{,}50m$ $l = 17{,}10m$ $l_2 = 8{,}60m$

$E = 27264\ MPa$

$$K = \frac{EA}{l_2} = \frac{27264\ MPa \cdot 1{,}50\ m^2/m}{8{,}60m} = 4755\ MN/m/m = 4755000\ KN/m/m$$

$$K = 475\,500\ Tn/m/m$$

Ⓚ PUNTALES (PROVISIONALES Y DEFINITIVOS)

$A = 2 \cdot 198\ cm^2 = 396\ cm^2$ / puntal

$l = \frac{25}{2} = 12{,}50m$

$$K = \frac{EA}{l} = \frac{2 \cdot 10^5\ MPa \cdot 396 \cdot 10^{-4}\ m^2}{12{,}50m} = 665\ KN/m/m$$

Disponemos 1 puntal cada 2,50m

$K = 266{,}112\ MN/m/m$/puntal

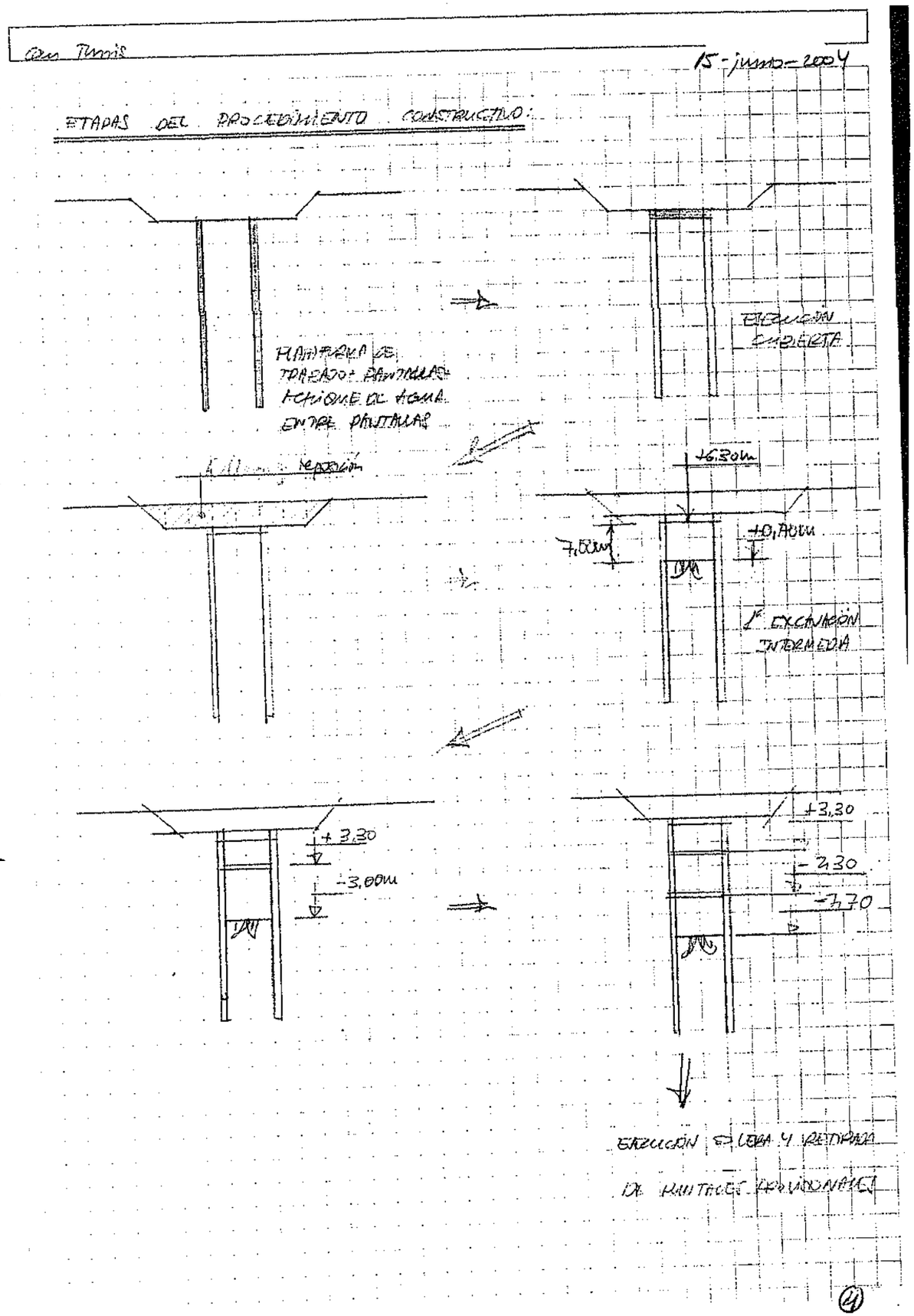
$K = 26611{,}2\ Tn/m$/puntal $\quad$ $K = 26\,600\ Tn/m$/puntal

Ⓚ SOLERA

Modelo en SAP para determinar la rigidez de la solera

$K = 167\,200\ Tn/m/m$ → Se toma el mismo que en la fase I en cruz con la B-7

Archivo RIGID: PZRA=H.R10

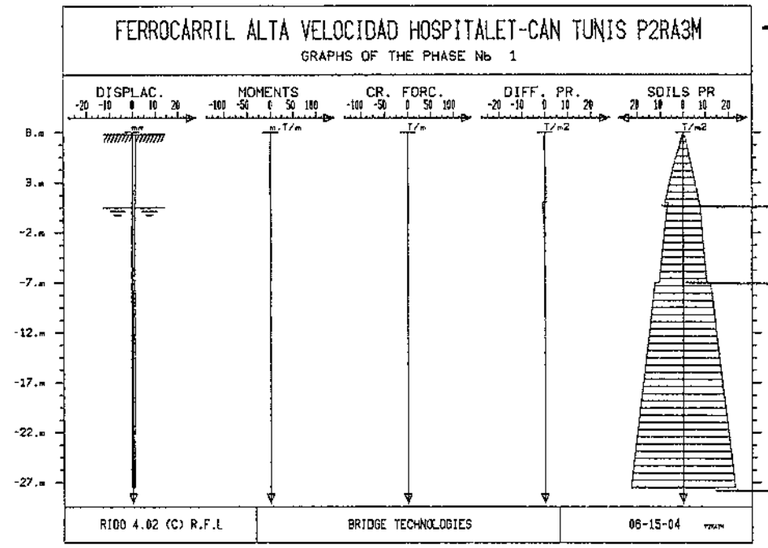



```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA3M *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -2.30 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 2¦ Y 3¦ FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* SECCION INICIAL P.K. 706+437
7.80✓
-27.5 1.0^3*2.726E6/12✓
9.00✓
* 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) 7.80 ✓
EXC(2) 7.80 ✓
SUB(1,1) 7.80 0.0 3.0 1.0✓
SUB(1,1) 7.80 3.0 4.0 2.0✓
SUB(1,1) 7.80 4.0 5.0 4.0✓
SUB(1,1) 7.80 5.0 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) -27.5 22.5✓
WAT(2) -8.7 0.0✓
WAT(2) -27.5 21.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 475500 ✓
SUB(1) 7.80 0.0 35.0 5.0✓
CAL ✓
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70
EXC(2) -0.70✓
CAL ✓
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=3.30 Y EXCAVACION HASTA Z=-3.00
STR 3.30 1.0 0.0 0.0 30000 ✓
EXC(2) -3.0✓
CAL✓
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.3 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -2.3 1.0 0.0 0.0 30000✓
EXC(2) -7.70 ✓
CAL✓
* ETAPA 5: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -5.90 1.0 0.0 0.0 167000✓
STR(0,3)✓
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -27.5 24.0✓
WAT(2,1) -5.90 0.0 2.00✓
WAT(2) -27.5 24.0 ✓
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
```

```
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*475500 ✓
STR -5.90 1.0 0.0 0.0 0.66*167000 ✓
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

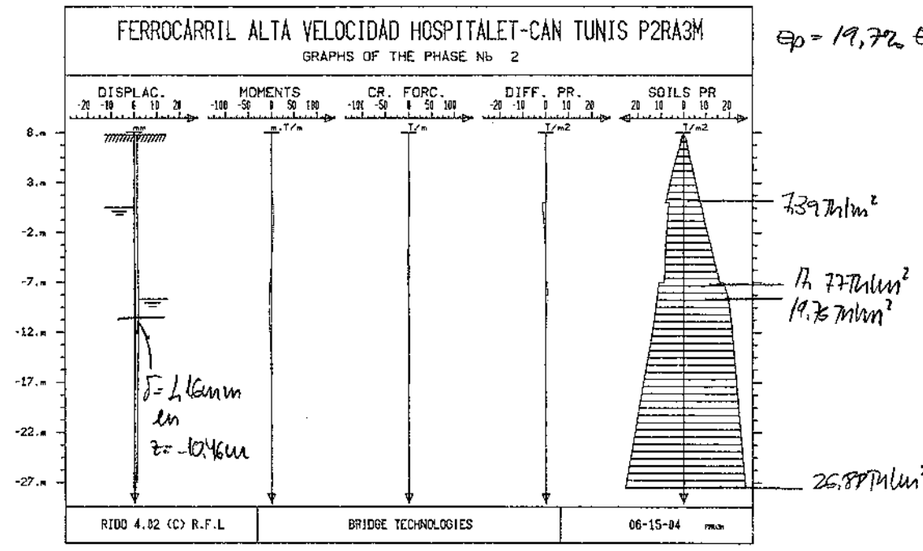
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 4 (Ep < 70% Ep máx) SECCIÓN INICIAL 706+437.2

ESTADO PREVIO:



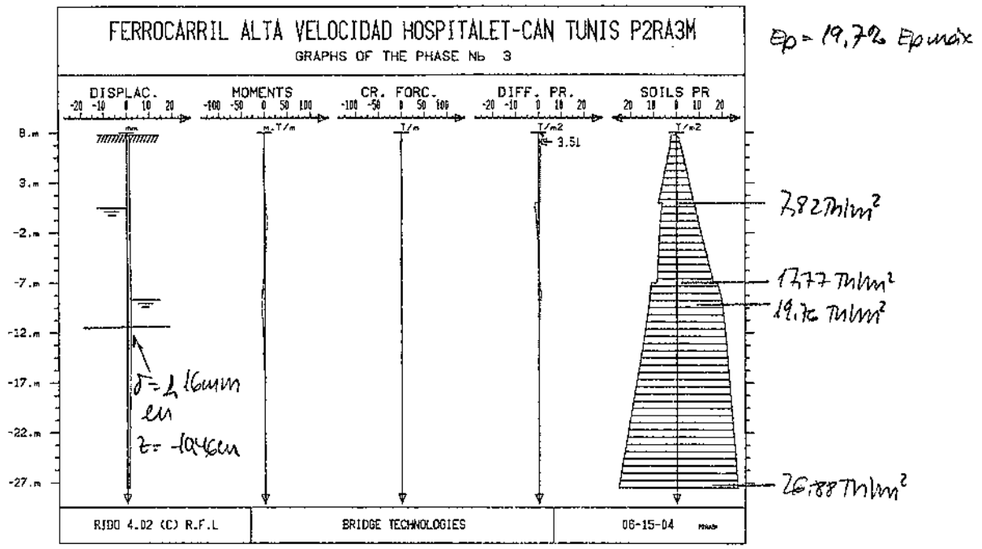
Se moviliza el 18,7% del empuje pasivo máximo disponible en el intrados

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

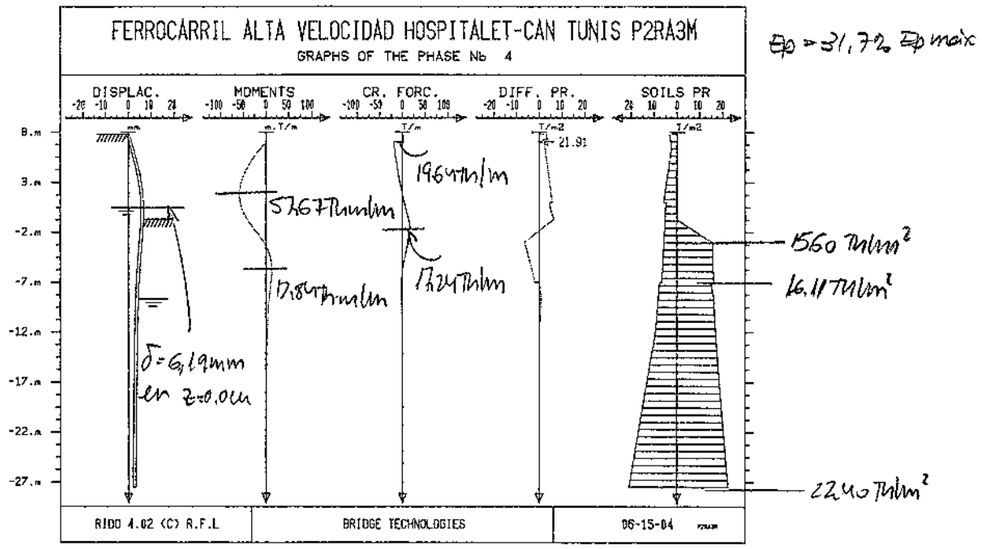


Ep = 19,7% Ep máx

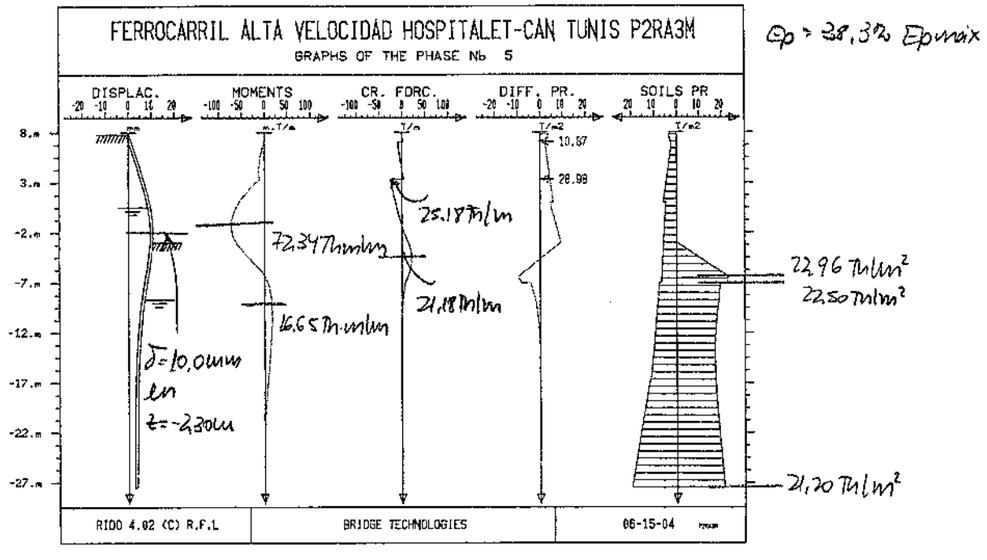
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



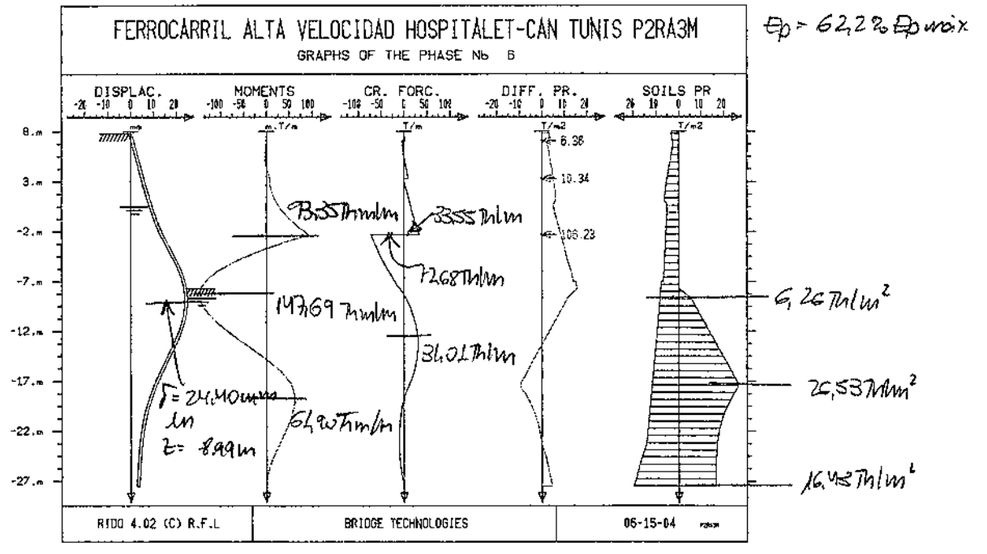
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:



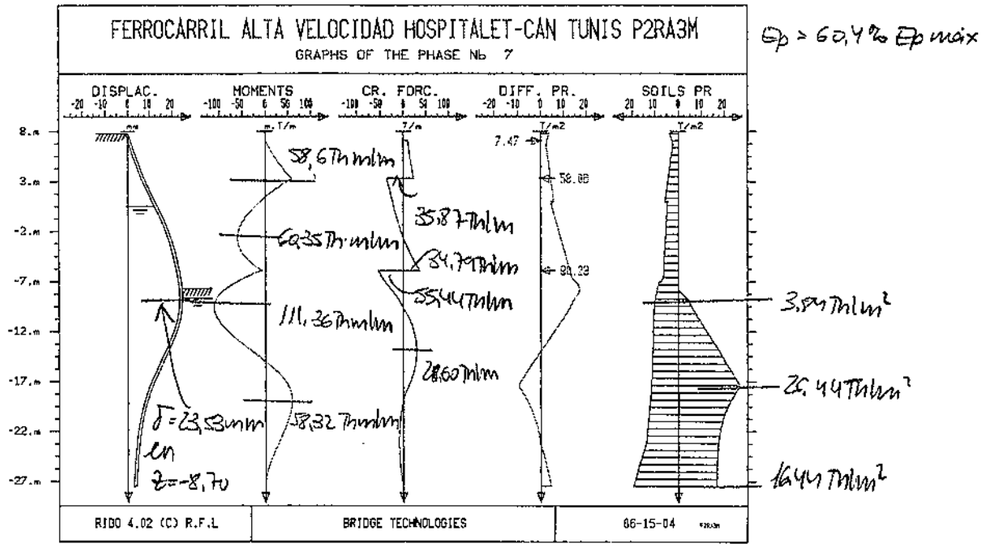
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+3.30 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-3.00:



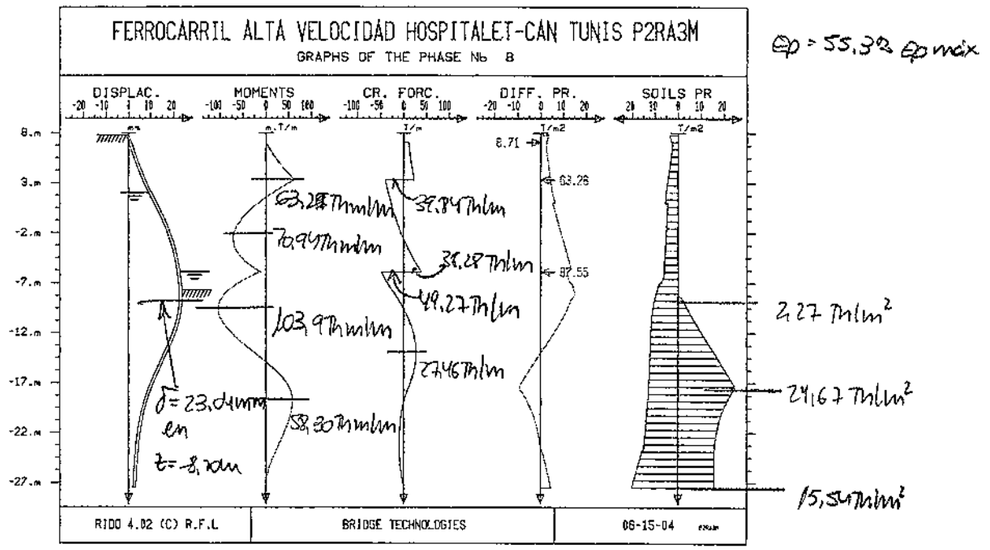
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.30 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



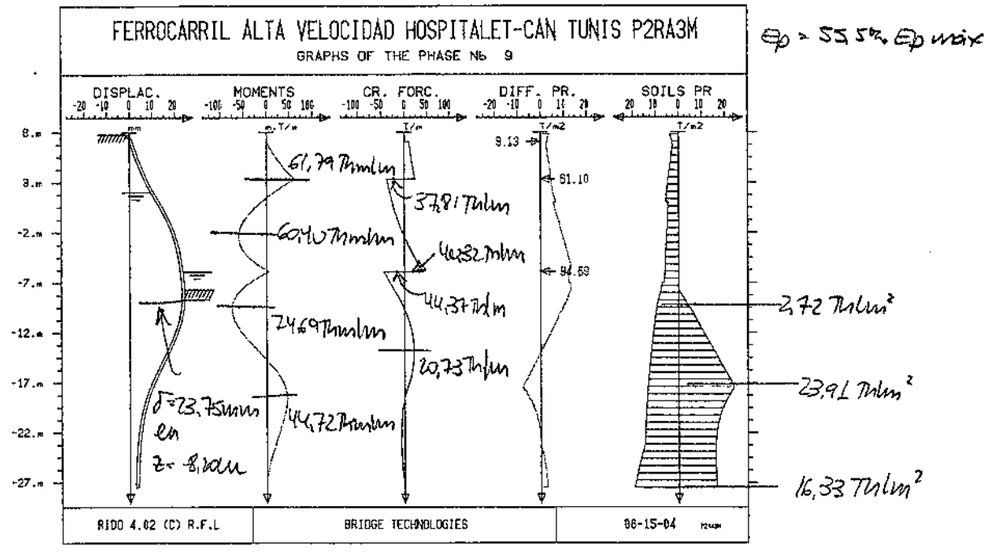
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



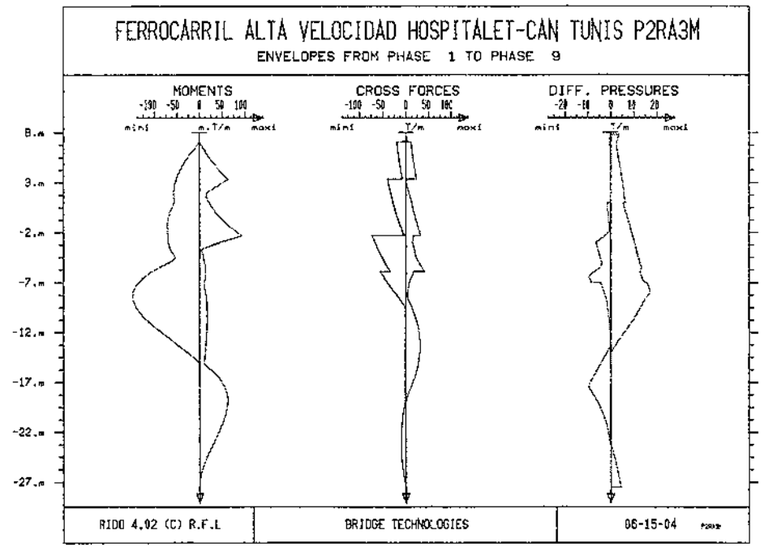
SUBIDA DEL NF:



FLUENCIA:



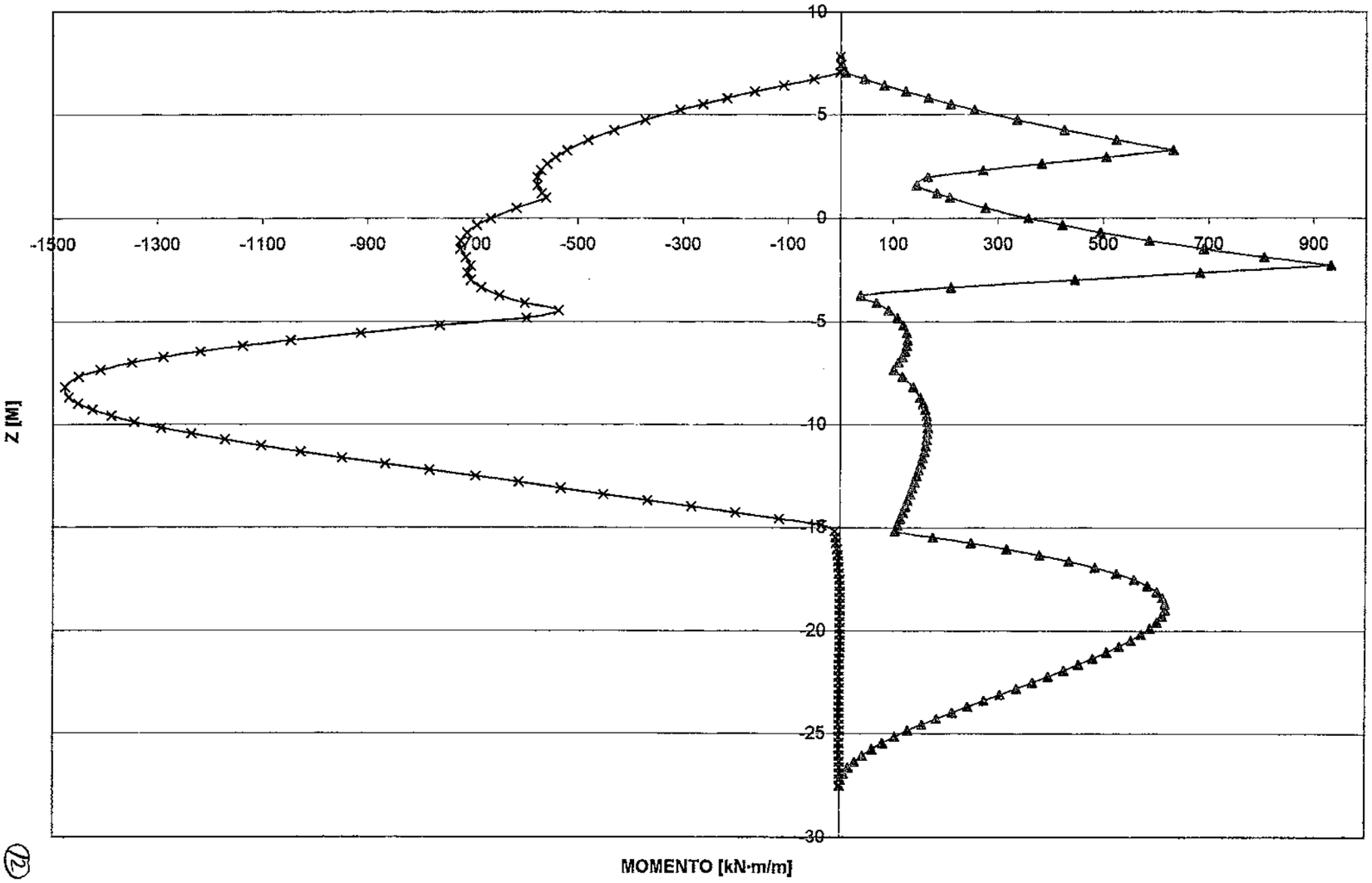
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS.

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

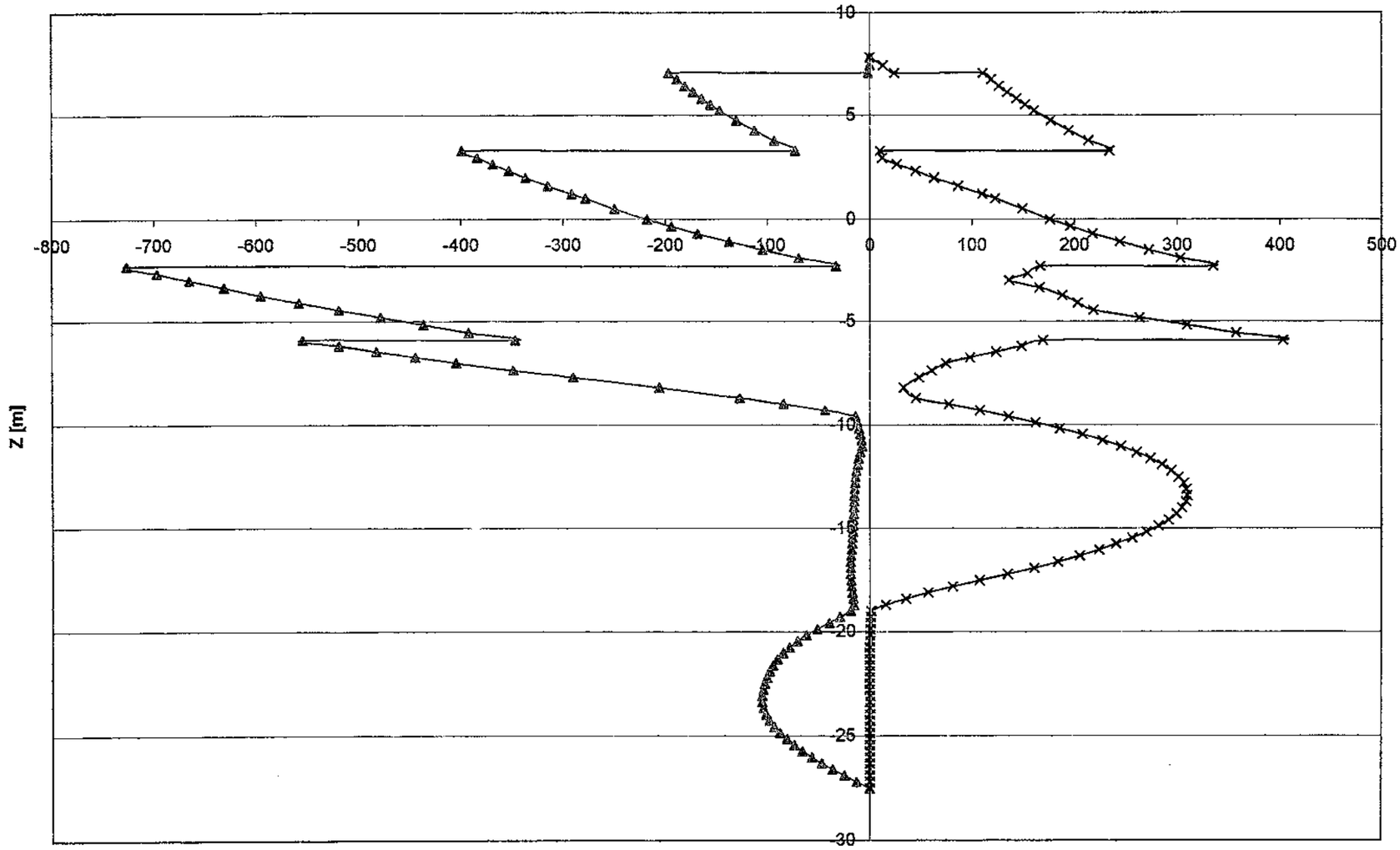
S. INICIAL PK 706+487,70



P2RA_GRAPA2 (v4) FASES 2 Y 3
15/06/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES

S. INICIAL : PK 706+487,70



P2RA_GRAPA2 (v4) FASES 2 Y 3
15/06/2004

PANTALLAS DEL TRAMO DE CRUCE CON LA D-17

PK: 706+518 → SECCIÓN INTERMEDIA

Pendiente p = -1,82% (Rasante modificada)

Pendiente rampa 705+944 ; Z rasante = +3,265 m

Δpk = 706518 - 705944 = 569 m

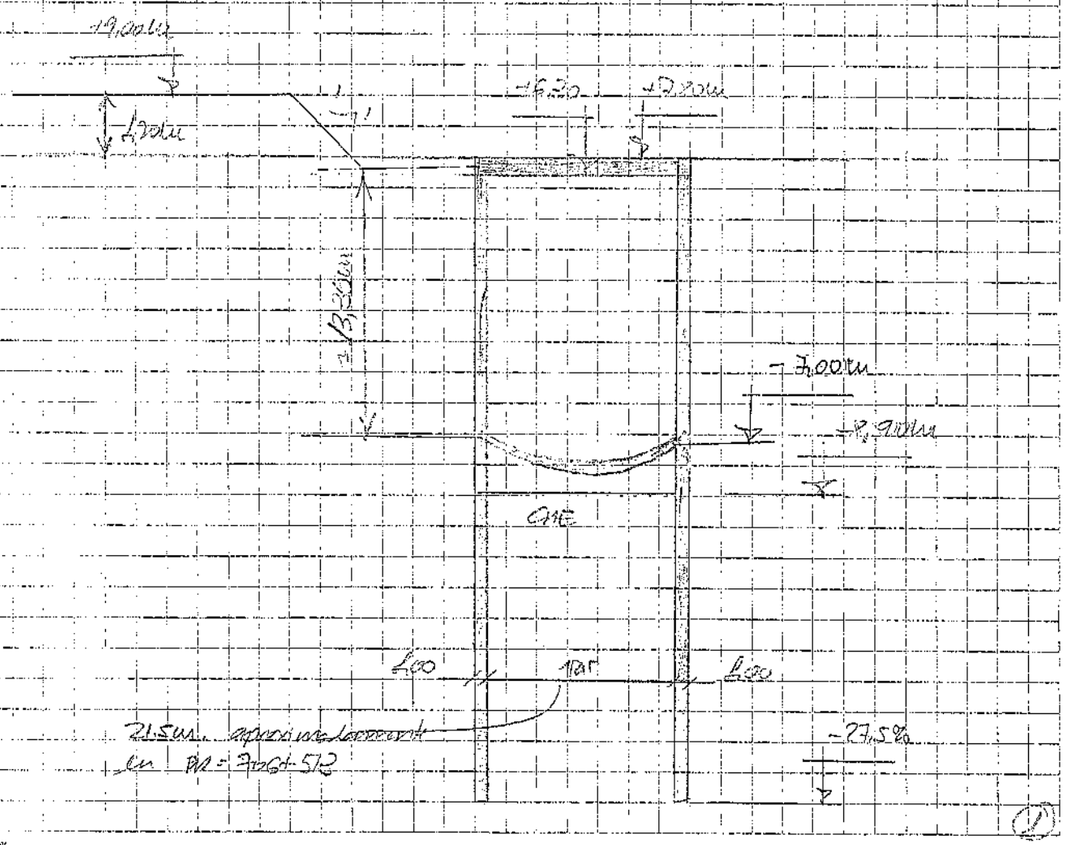
Δz = 569 × 1,82/100 = 8,15 m

Z cant = 3,265 m - 8,15 m = -4,785 m Z cant = -4,80 m

CME = -4,80 - 4,10 m = -8,90 m

Cota de cimentación -7,00 m

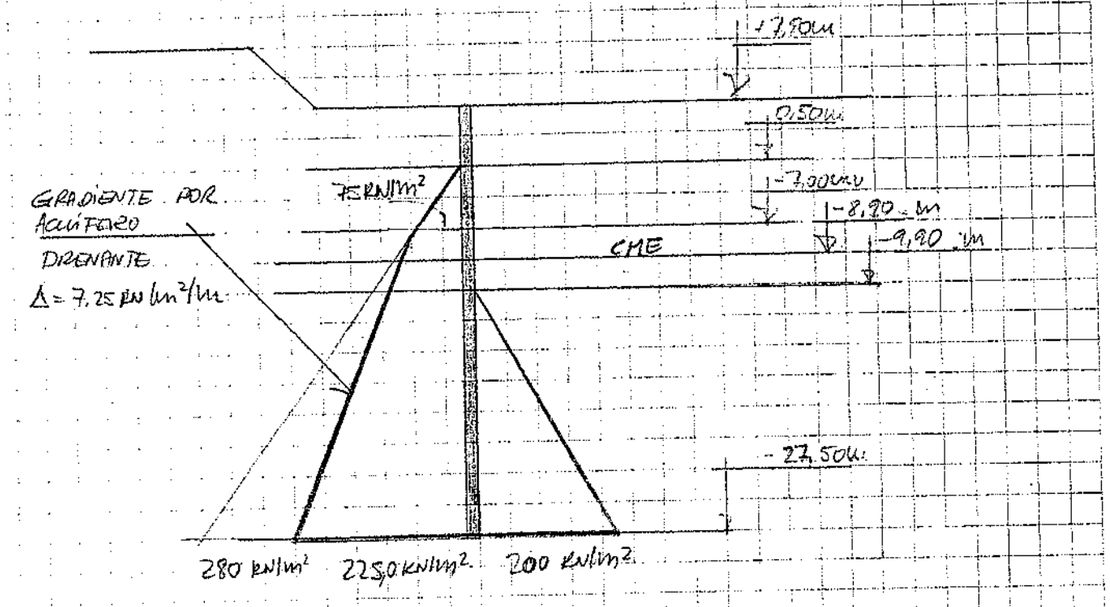
SECCIÓN TRANSVERSAL



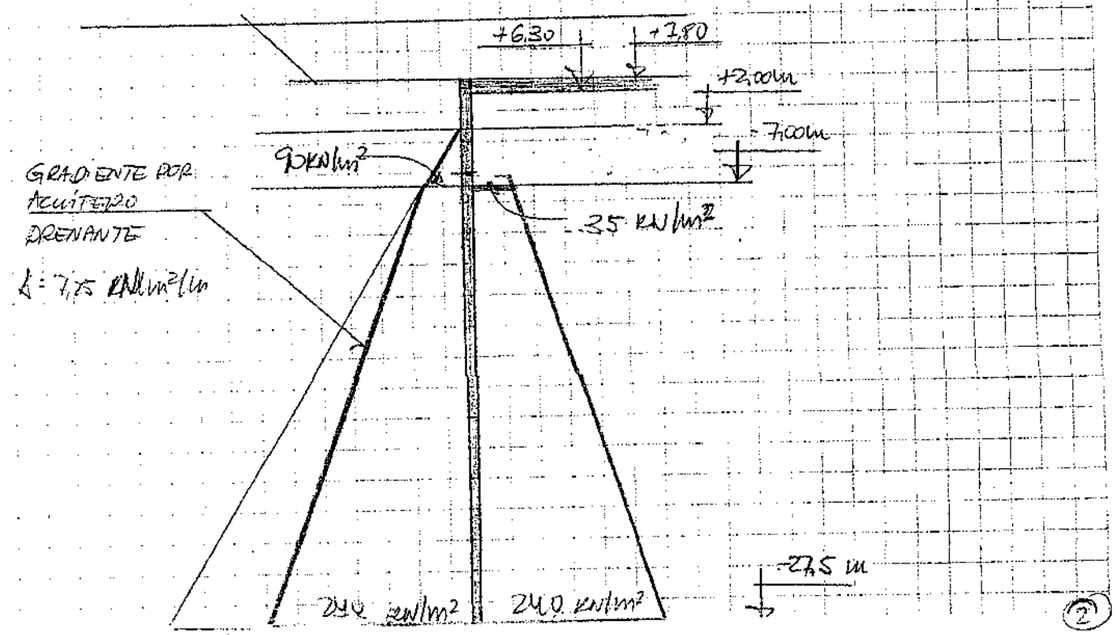
(1)

PRESIONES DE AGUA

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



PRESIONES DE AGUA EN ESTADO DEFINITIVO (SUBIDA MÁXIMA NF)



(2)

Can Tunis — 15-junio-2004

RIGIDECES

⊛ CUBIERTA $h = 1{,}50\ m$ $l = 22{,}5\ m$ $l/2 = 11{,}25\ m$ $E = 27\,264\ MPa$

$A = 1{,}50\ m^2/m$

$$K = \frac{1{,}50\ m^2/m \cdot 27\,264\ MPa}{11{,}25\ m} = 3685{,}2\ MN/m/m = 368\,520\ KN/m/m$$

K = 368 500 Tn/m/m CUBIERTA

⊛ PUNTALES (PROVISIONALES Y DEFINITIVO)

$A = 2 \times 198\ cm^2 = 396\ cm^2/puntal$ (aproximadamente) $l = \frac{22{,}5}{2} = 11{,}25\ m$

$$K = \frac{EA}{l} = \frac{396 \cdot 10^{-4}\ m^2/puntal \cdot 2{,}1 \cdot 10^5\ MPa}{11{,}25\ m} = 739{,}2\ MN/m/puntal$$

Disponiendo un puntal cada 2,50m

$K = 295{,}7\ MN/m/m \Rightarrow K = 29568\ Tn/m/m$

K = 29570 Tn/m/m PUNTAL

⊛ SOLERA

Modelo en SAP para determinar la rigidez de la solera

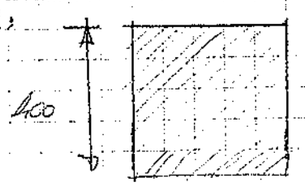
Coeficiente de balasto del terreno $K_b = 2000\ Tn/m^3$ Se toma discretización a 0,25m

Se tienen nudos de anclaje intermedio de $0{,}25\ m^2/m$

K_M = Rigidez nudo

$K_M = 2000\ Tn/m^3 \cdot 0{,}25\ m^2/m = 500\ Tn/m/m = 5000\ KN/m/m$

Sección transversal:

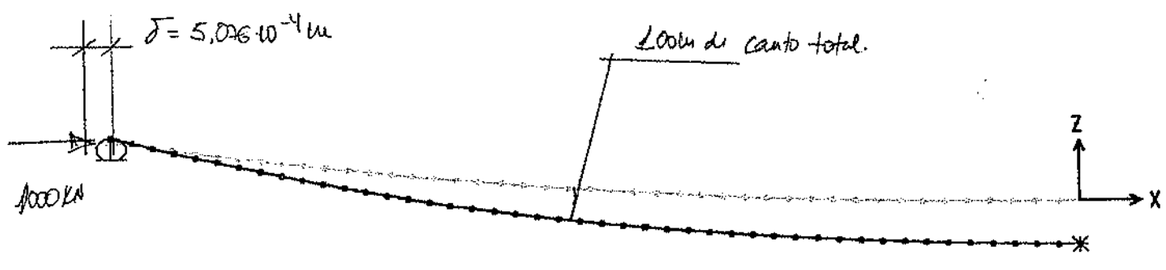


$t = 1{,}00\ m/m$

$I_{zz} = \frac{1}{12} \cdot 1^4 = 0{,}0833\ m^4$

(3)

15-junio-2004



$$K = \frac{F}{\delta} = \frac{1000\ KN}{5{,}076 \cdot 10^{-4}\ m} = 1970055\ KN/m$$

K = 197000 Tn/m/m

SAP2000 v6.11 - File:SOLERA2 - Deformed Shape (LOAD1) - KN-m Units

(4)

Cau Tunis — 5-junio-2004

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2

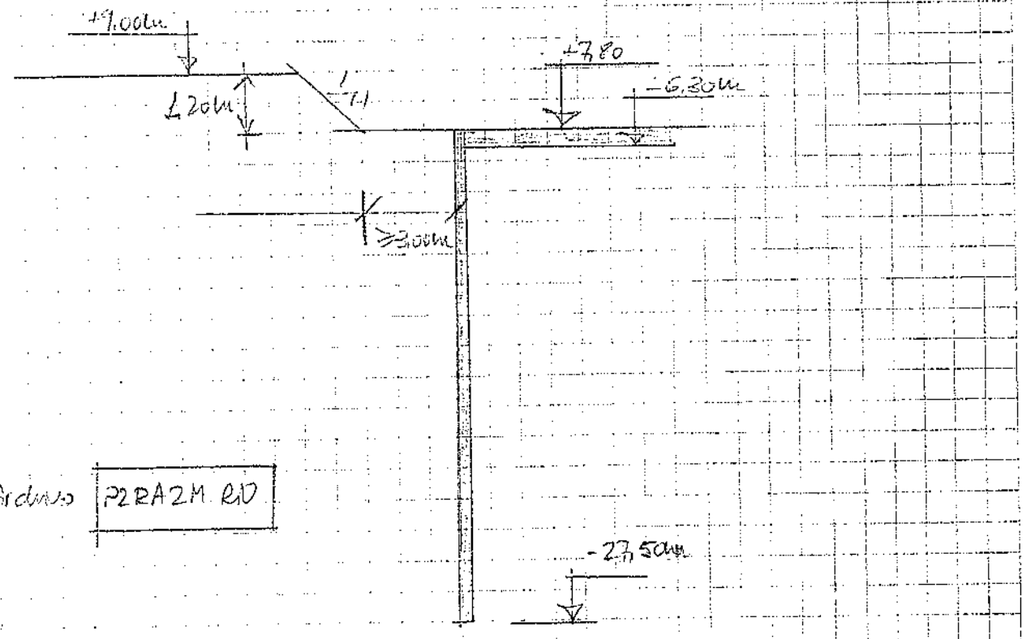
Procedimiento constructivo con 1 nivel de pantalla provisional a la cota

z= - 3,50 m

En este tramo se utilizará un nivel de pantalla definitiva por

encima del gálibo estricto → z= +2,17m

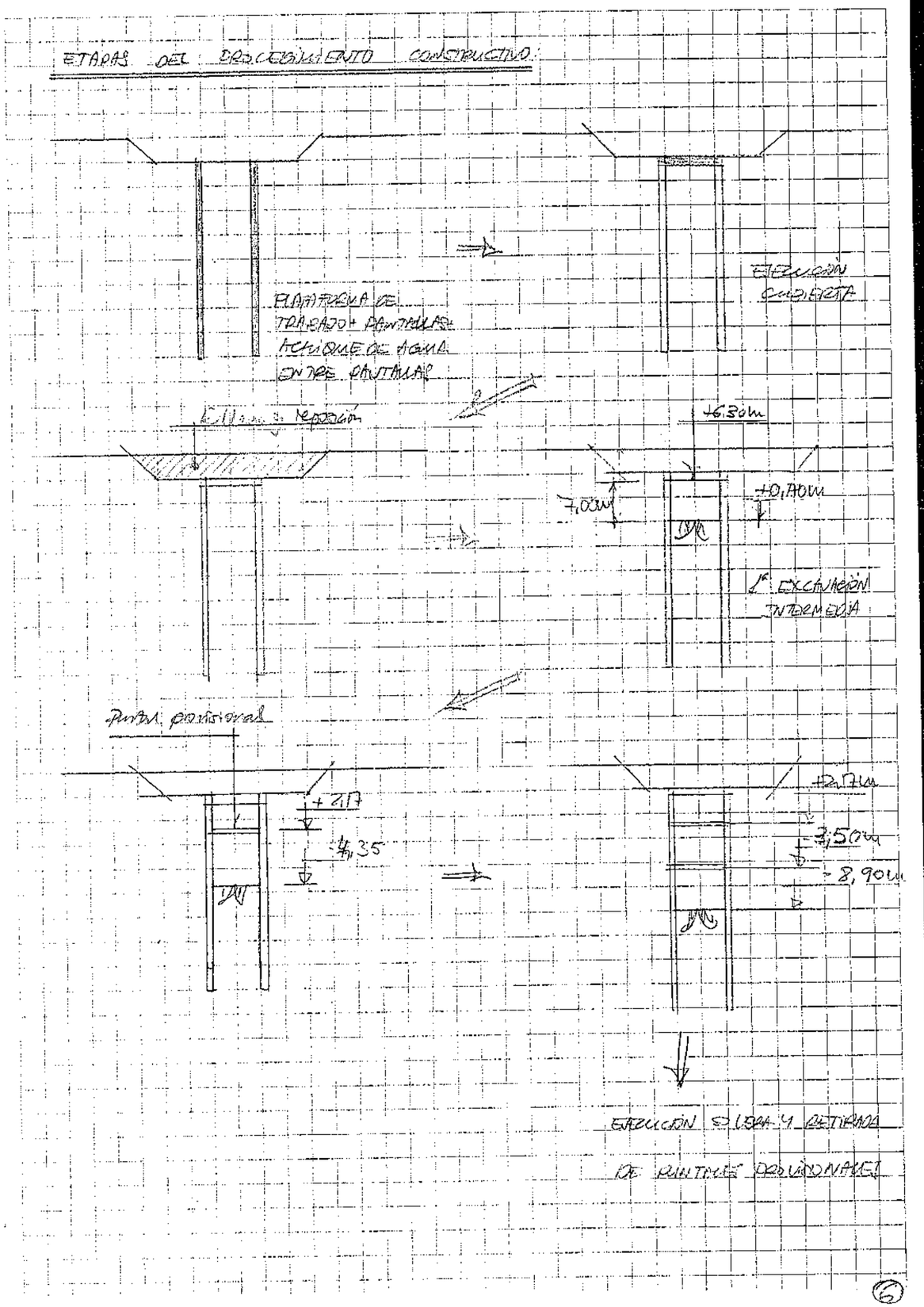
Plataforma de trabajo:



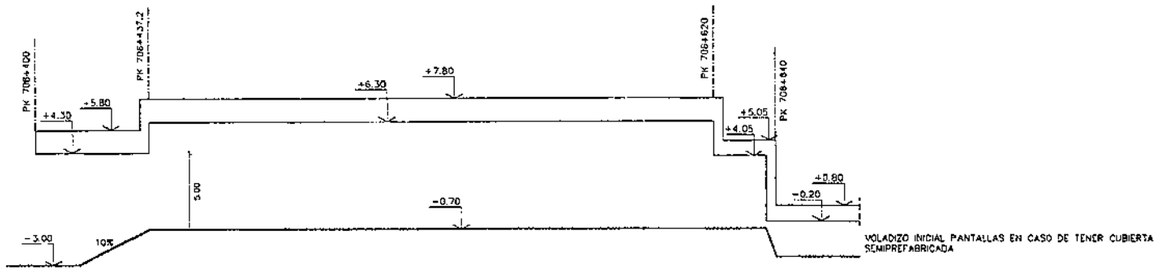
Archivo: P2RA2M.RIO

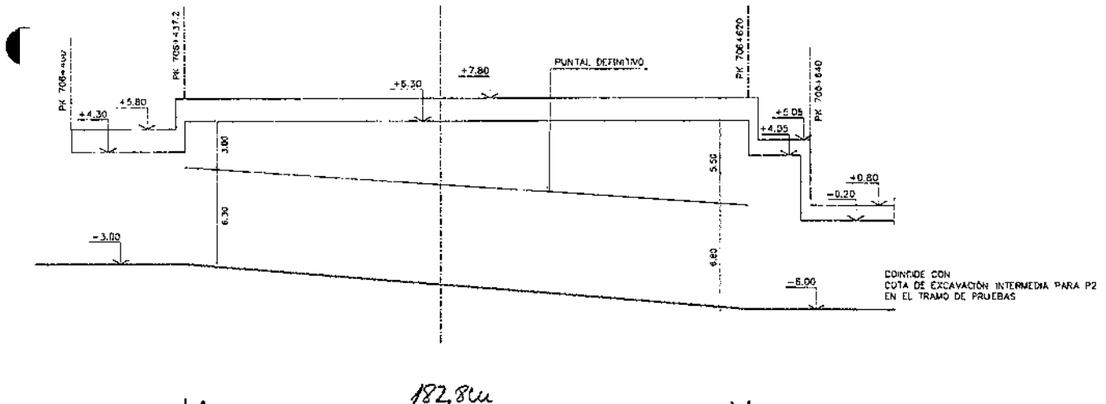
Cau Tunis — 5-junio-2004

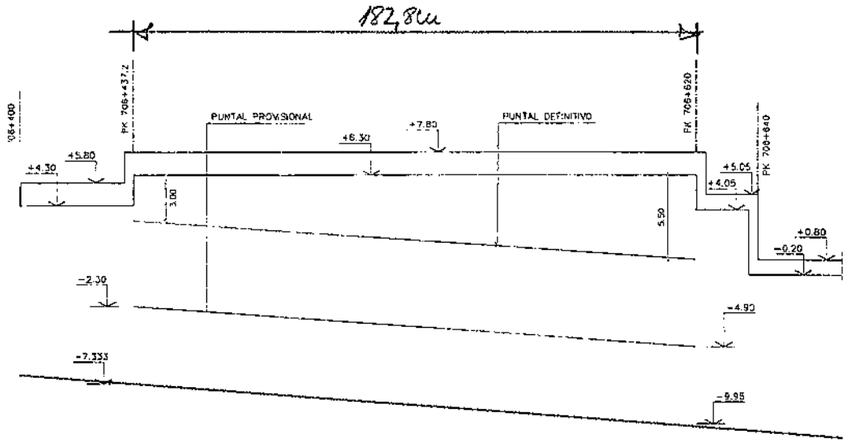
ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



15-Junio-2004







$Pke = 706\,560,142m$
$\delta e = 1,732\,\%$
$k = 14000$
$zc = -5,458\,m$

$$z = -5,458 - \frac{1,432}{100}(APK) + \frac{\Delta AL'}{2kN}$$

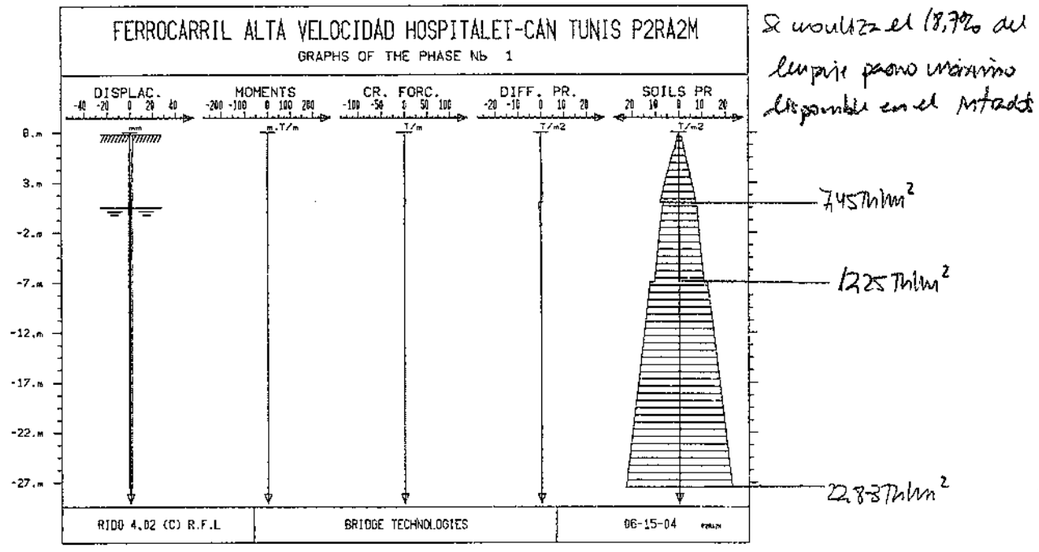
$\Delta AL = 706520 - 706560,142 =$
$\Delta AL = 59,858m$
$z = -6,302m$
$CME = 10,60m$

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA2M *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.50 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 2¦ FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* SECCION INTERMEDIA FASES 2 Y 3 PK 706+513
7.80✓
-27.5 1.0^3*2.726E6/12✓
9.00✓
* 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 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 7.80✓
EXC(2) 7.80✓
SUB(1,1) 7.80 0.0 3.0 1.0✓
SUB(1,1) 7.80 3.0 4.0 2.0✓
SUB(1,1) 7.80 4.0 5.0 4.0✓
SUB(1,1) 7.80 5.0 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) -27.5 22.5✓
WAT(2) -9.90 0.0✓
WAT(2) -27.5 20.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 363500✓
SUB(1) 7.80 0.0 35.0 5.0✓
CAL✓
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70
EXC(2) -0.70✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=2.17 Y EXCAVACION HASTA Z=-4.35
STR 2.17 1.0 0.0 0.0 30000.0✓
EXC(2) -4.35✓
CAL✓
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.5 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.5 1.0 0.0 0.0 30000.0✓
EXC(2) -8.90✓
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -7.00 1.0 0.0 0.0 197000✓
STR(0,3)✓
CAL✓
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -27.5 24.0✓
WAT(2,1) -7.00 0.0 3.5✓
WAT(2) -27.5 24.0✓
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
```

```
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*363500 ✓
STR -7.00 1.0 0.0 0.0 0.66*197000 ✓
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

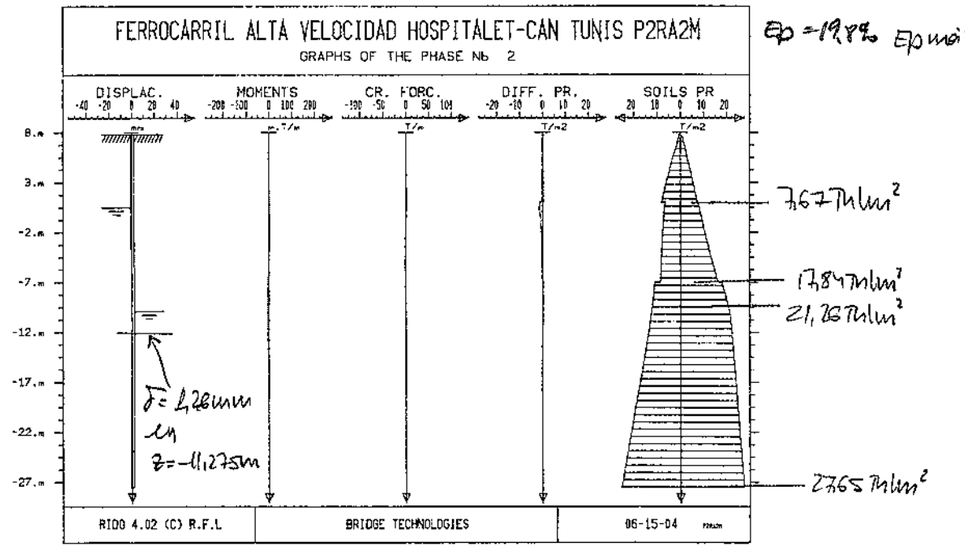
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 4 (Ep < 70% Ep máx) SECCIÓN INTERMEDIA 706+513

ESTADO PREVIO:



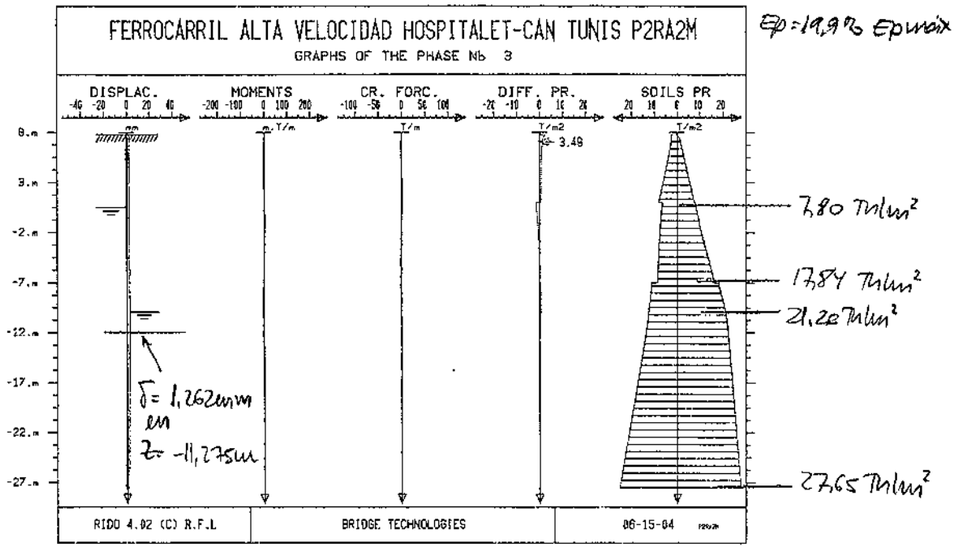
Se moviliza el 18,7% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

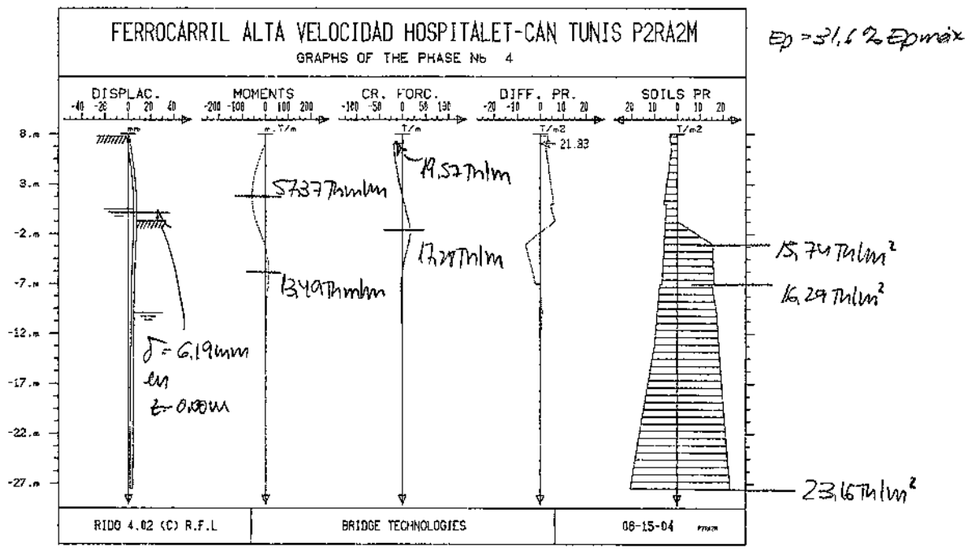


Ep = 19,8% Ep máx.

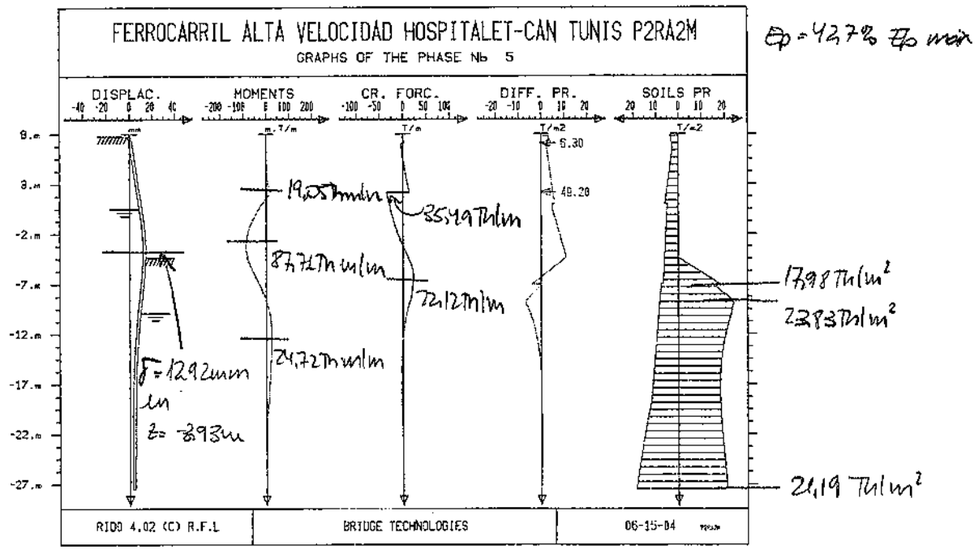
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



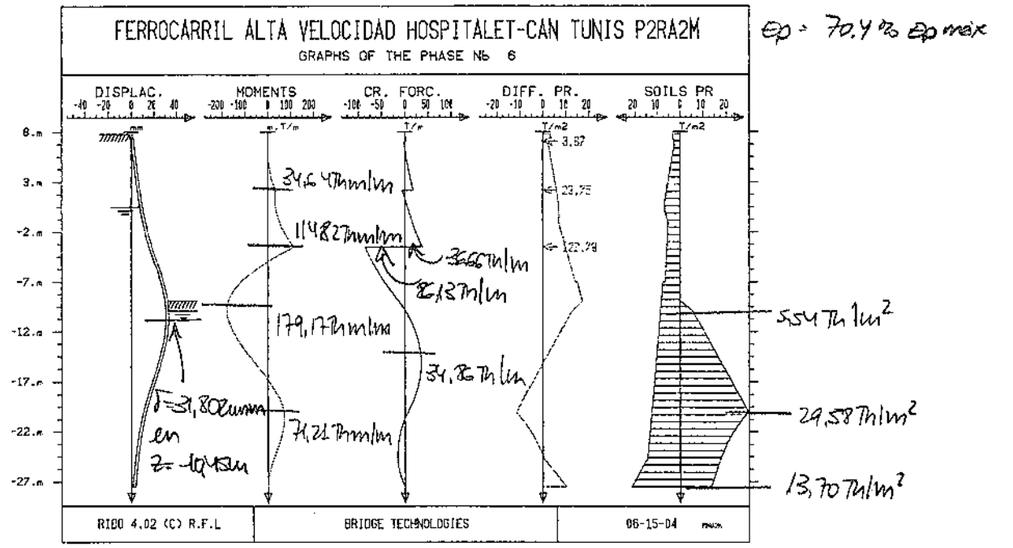
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:



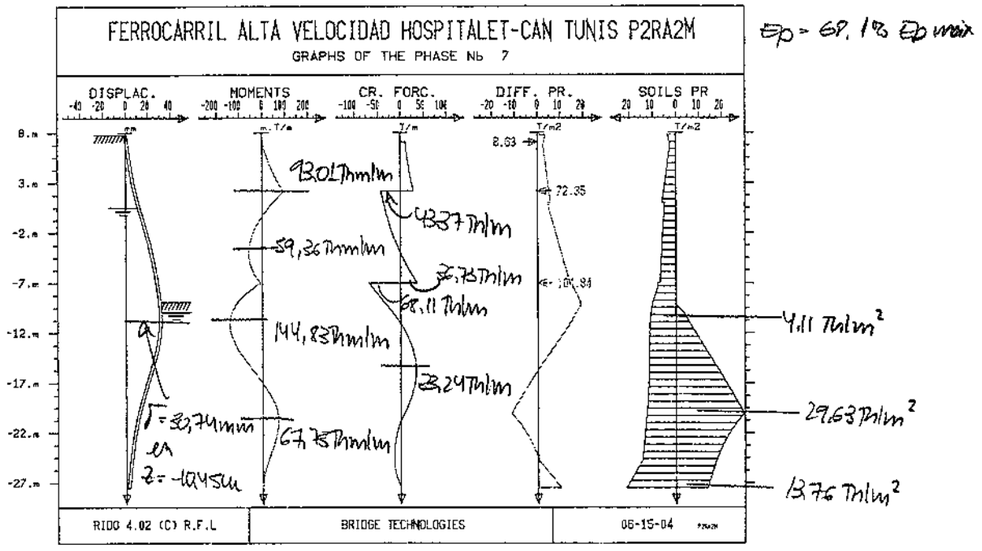
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+2.17 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.35:



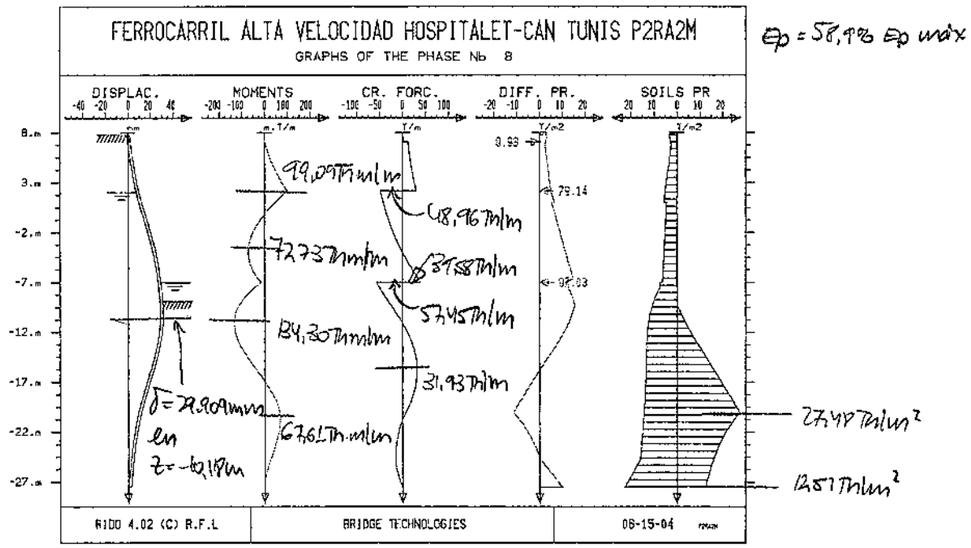
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.5 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



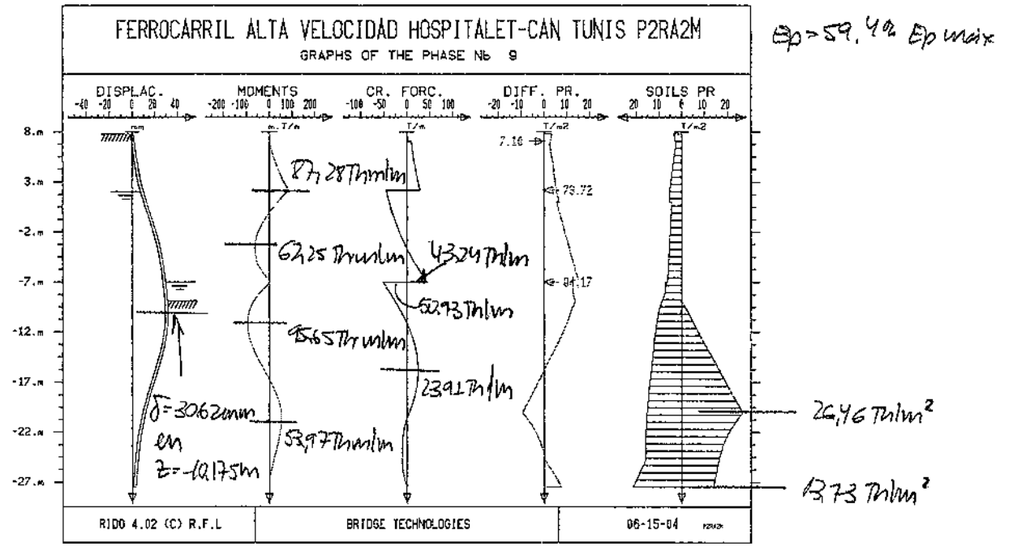
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



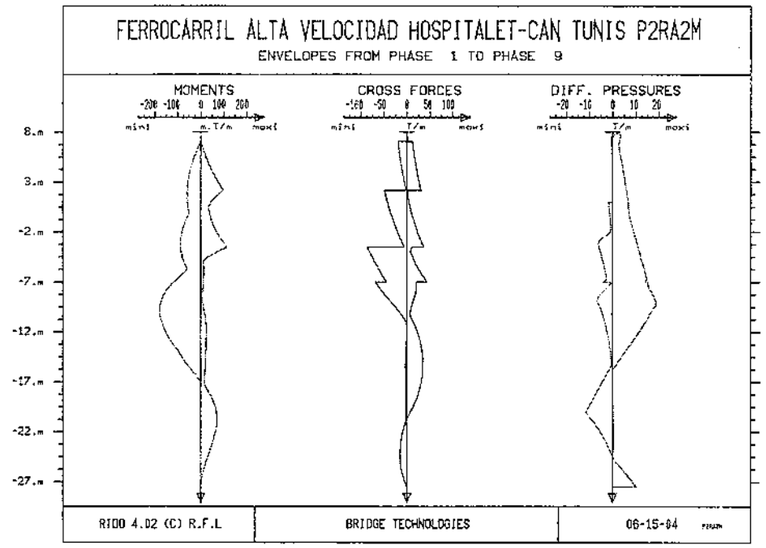
SUBIDA DEL NF:



FLUENCIA:

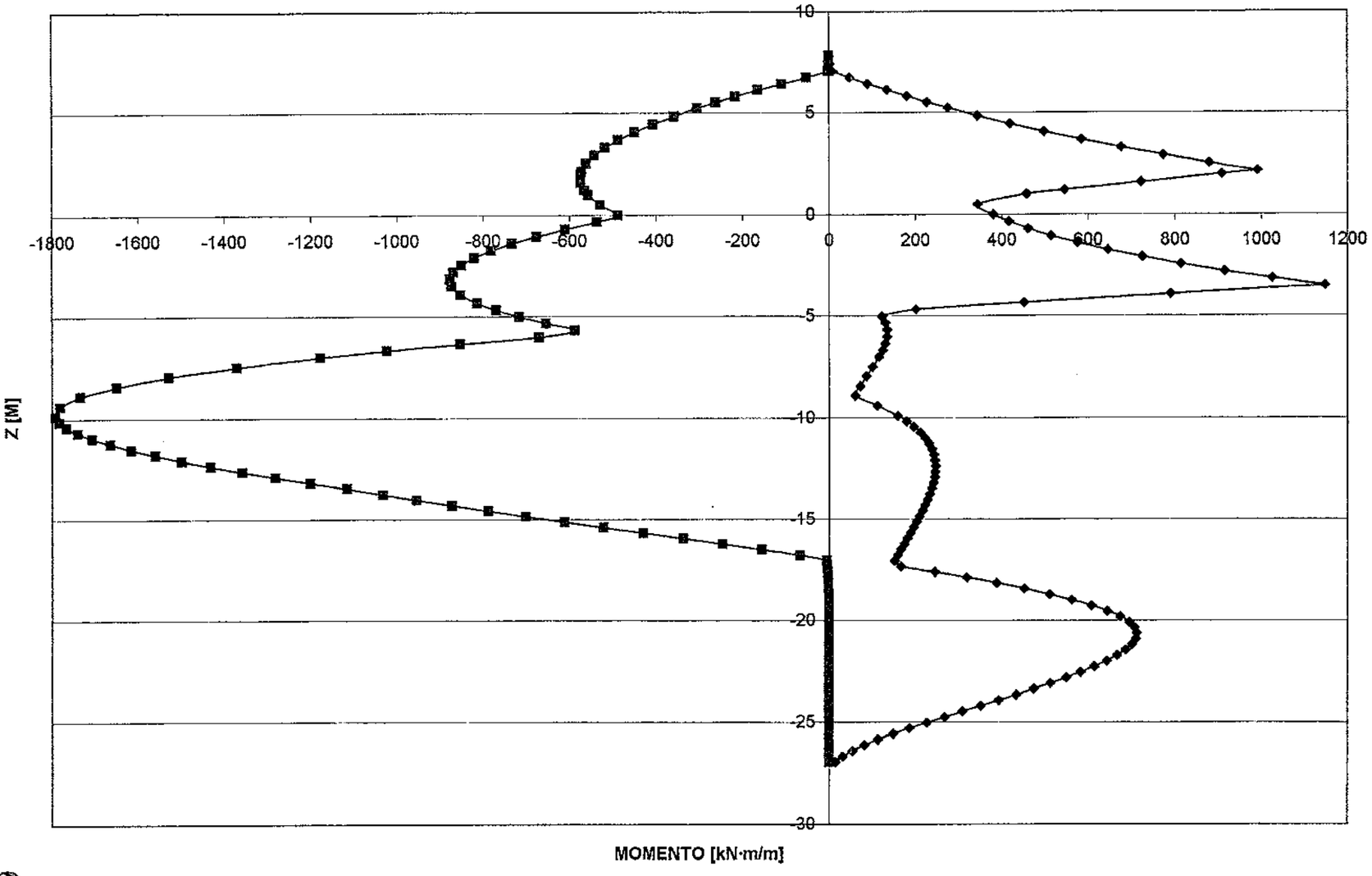


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



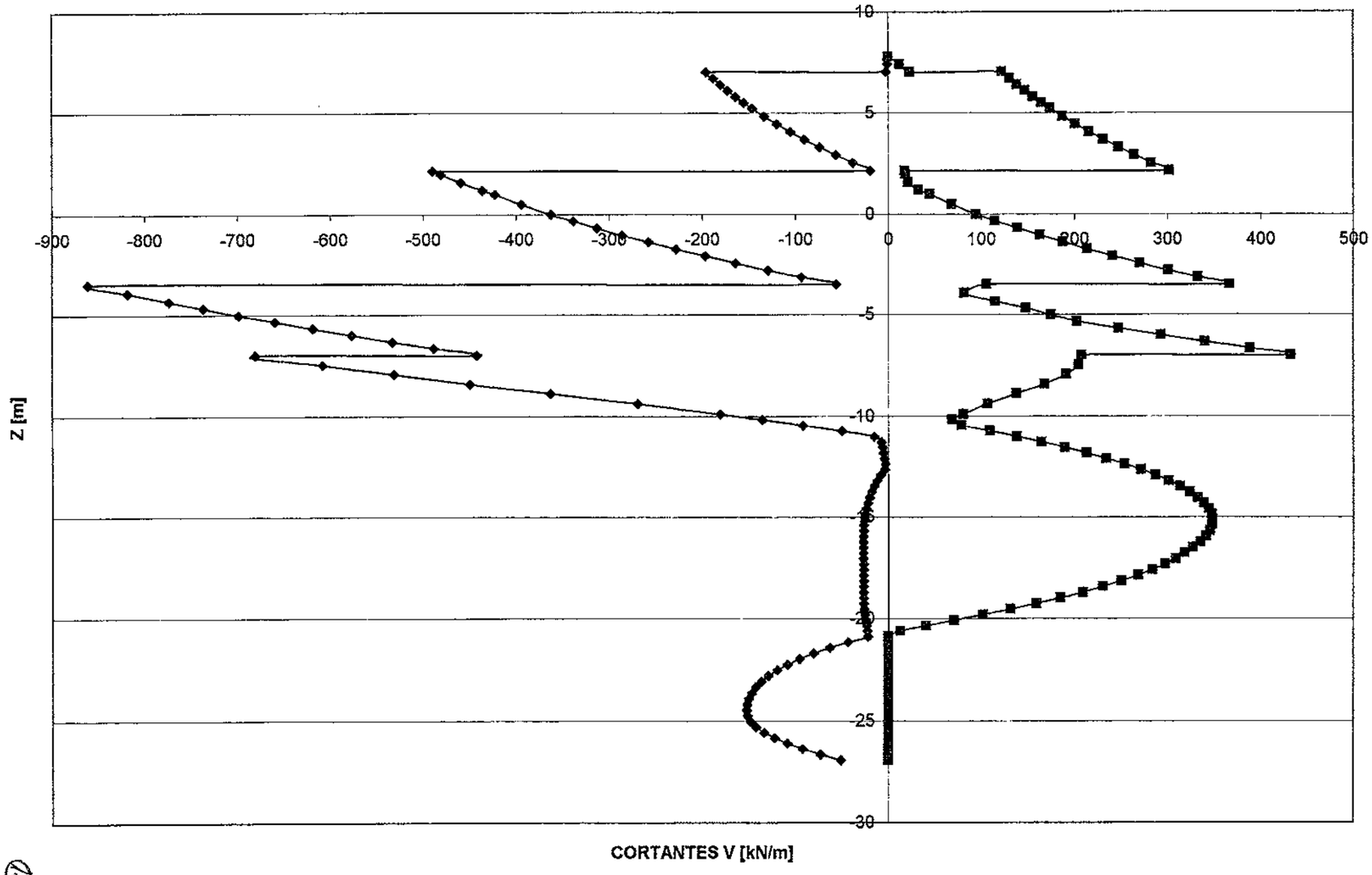
VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES — S. INTERMEDIA — PK: 706+513



P2RA_GRAPA2 (v4) FASES 2 Y 3
15/06/2004

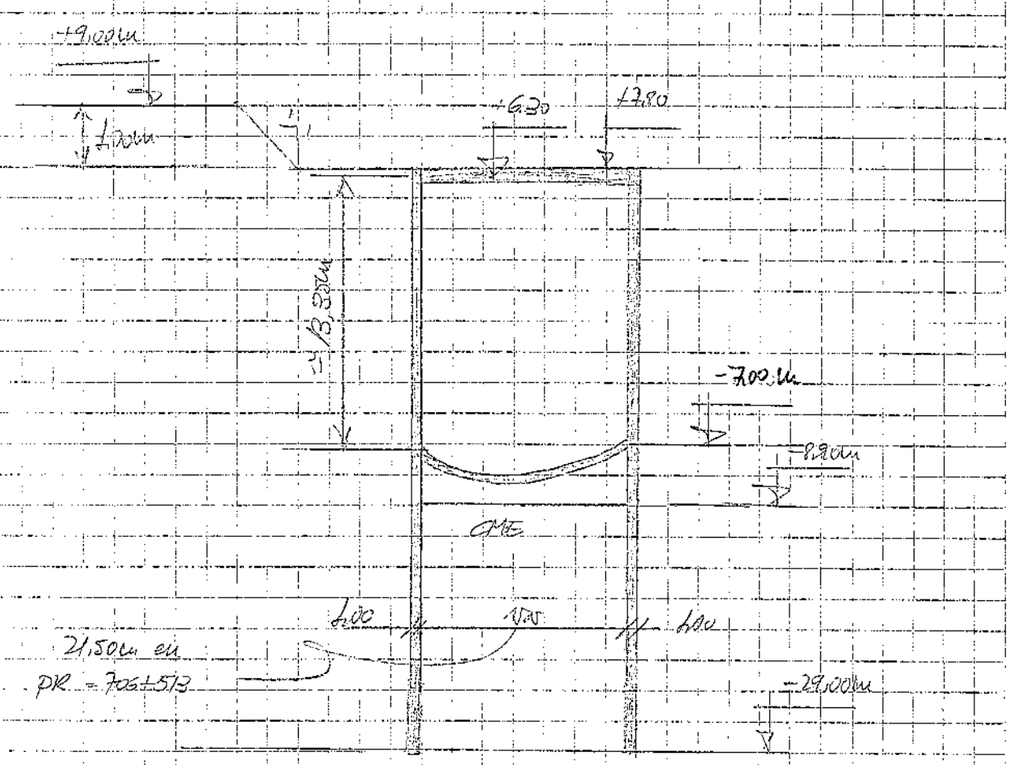
ENVOLVENTE DE CORTANTES — S. INTERMEDIA — PK: 706+513



P2RA_GRAPA2 (v4) FASES 2 Y 3
15/06/2004

SE REHACE CON PROFUNDIDAD DE PANTALLAS DE -29,00m PARA HACER LA ENVOLVENTE DE LA FASE 2

SECCION TRANSVERSAL

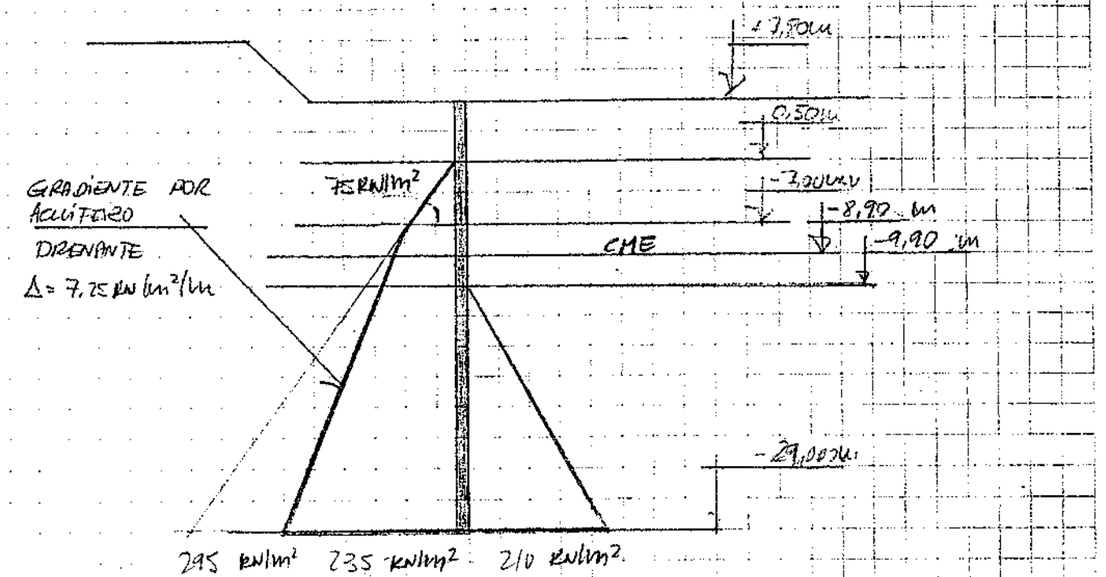


(Ver datos de cálculo en sección equivalente con CDP = -27,50m)

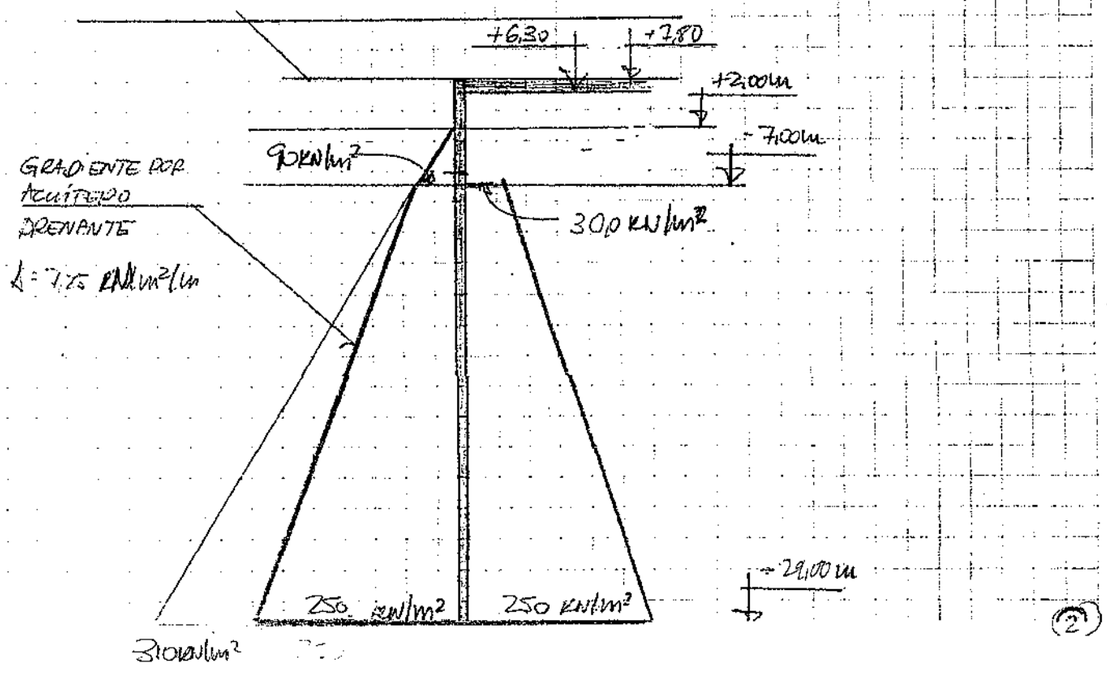
ARCHIVO P2PA2M2.RW

PRESIONES DE AGUA

Se mantiene el mismo esquema de relleno de agua detrás pantalla que en el trasdós de pruebas



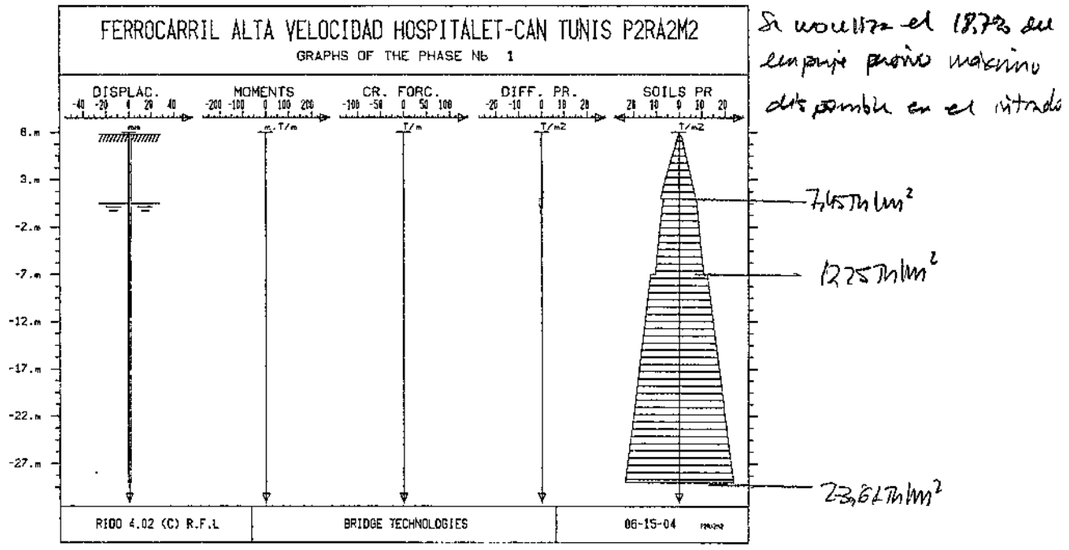
PRESIONES DE AGUA EN ESTADO DEFINITIVO (SUBIDA MÁXIMA NF)



```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA2M2 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.50 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 2¦ FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* SECCION INTERMEDIA FASES 2 Y 3 PK 706+513
7.80
-29.0 1.0^3*2.726E6/12
9.00
* 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 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 7.80
EXC(2) 7.80
SUB(1,1) 7.80 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 7.80 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 7.80 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 7.80 5.0 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) -29.0 23.5
WAT(2) -9.90 0.0
WAT(2) -29.0 21.0
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 363500
SUB(1) 7.80 0.0 35.0 5.0
CAL
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70
EXC(2) -0.70
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=2.17 Y EXCAVACION HASTA Z=-4.35
STR 2.17 1.0 0.0 0.0 30000.0
EXC(2) -4.35
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.5 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.5 1.0 0.0 0.0 30000.0
EXC(2) -8.90
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -7.00 1.0 0.0 0.0 197000
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -29.0 25.0
WAT(2,1) -7.0 0.0 3.0
WAT(2) -29.0 25.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*363500
STR -7.00 1.0 0.0 0.0 0.66*197000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

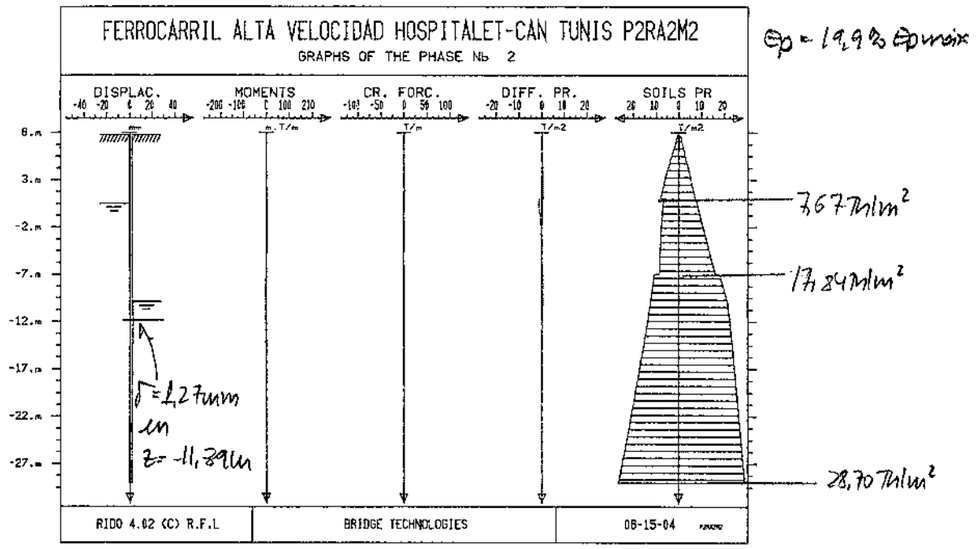
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 4 (Ep < 70% Ep máx) SECCIÓN INTERMEDIA 706+513 PROFUNDIDAD PANTALLAS Z=-29.0m

ESTADO PREVIO:

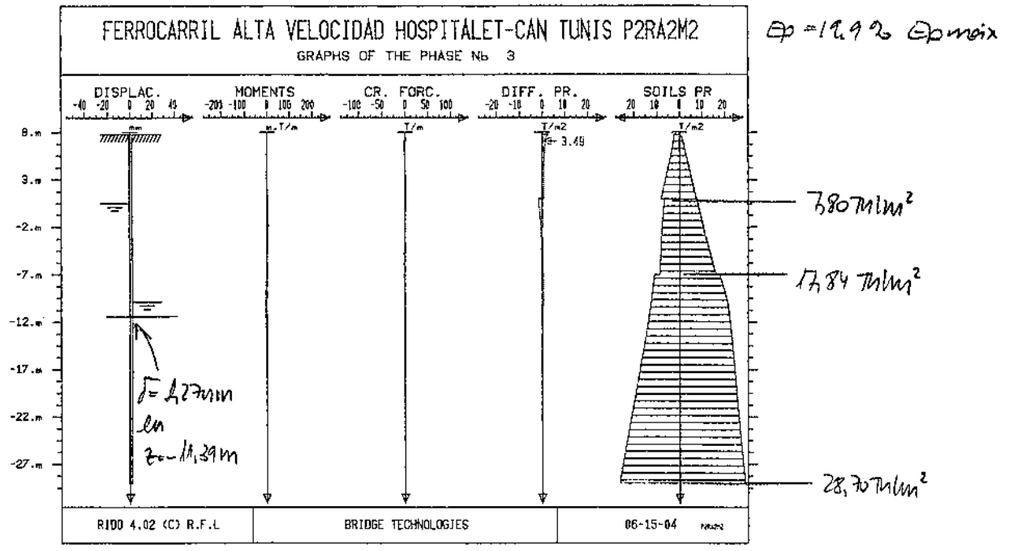


Se moviliza el 18,7% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

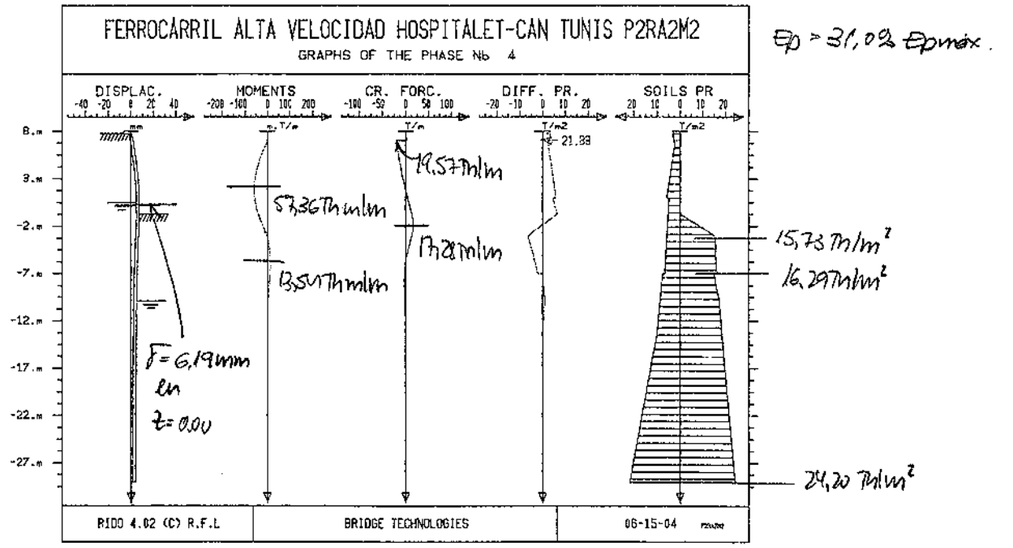
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



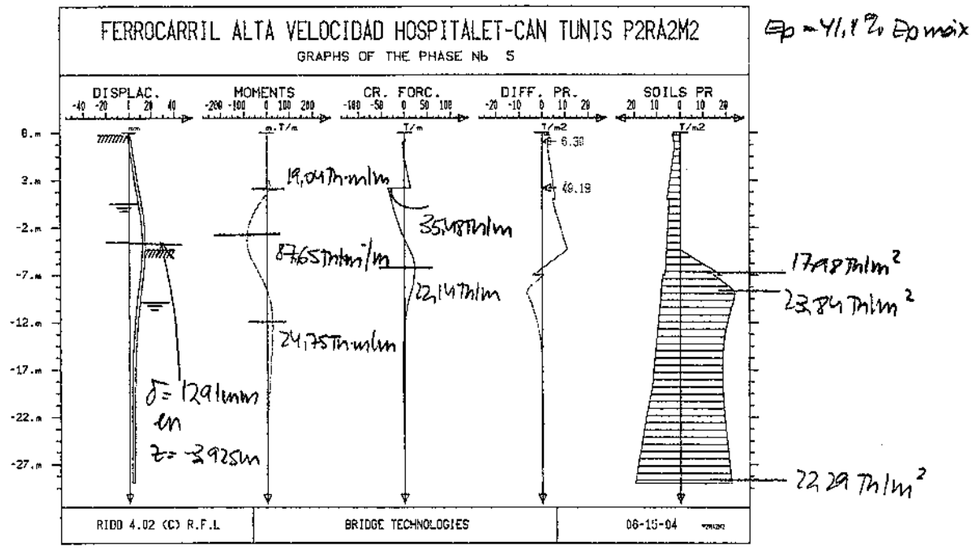
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



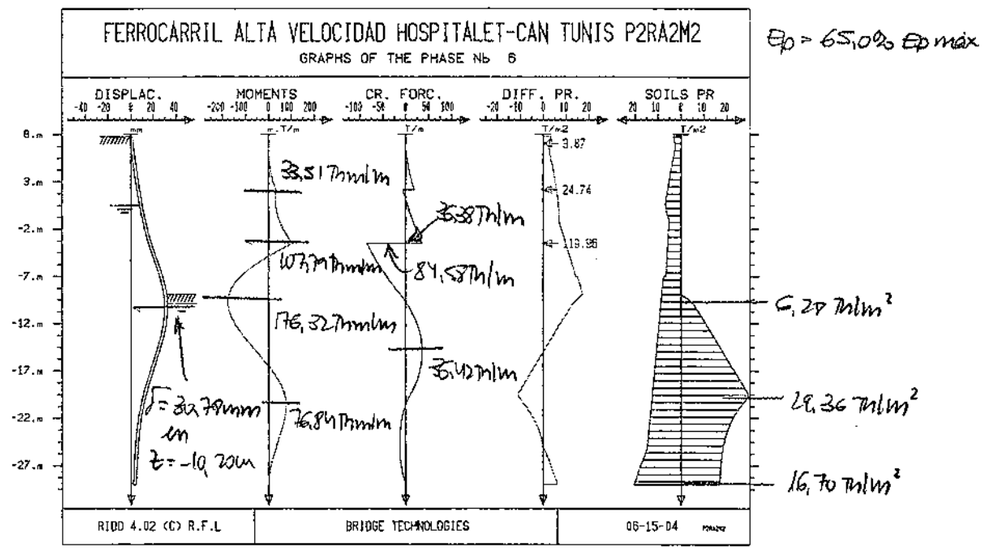
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:



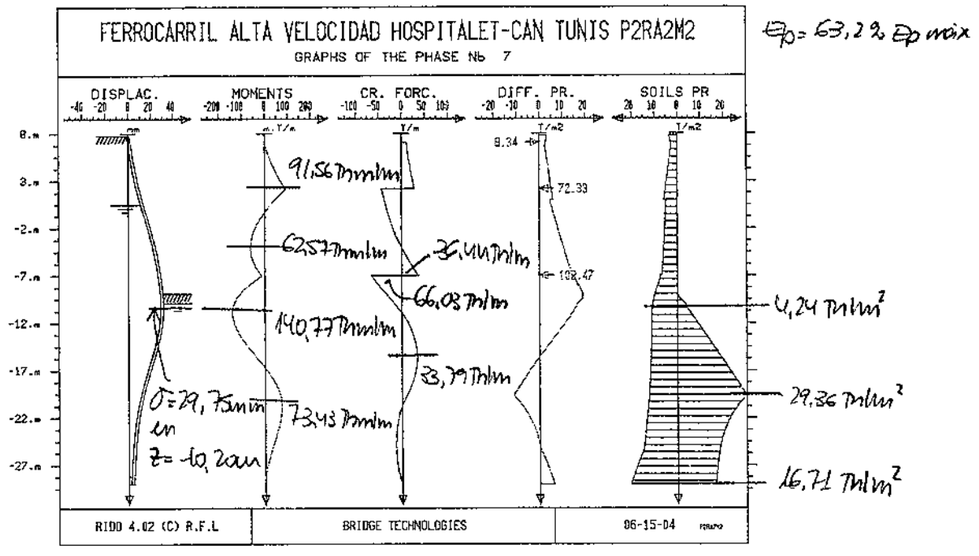
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+2.17 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.35:



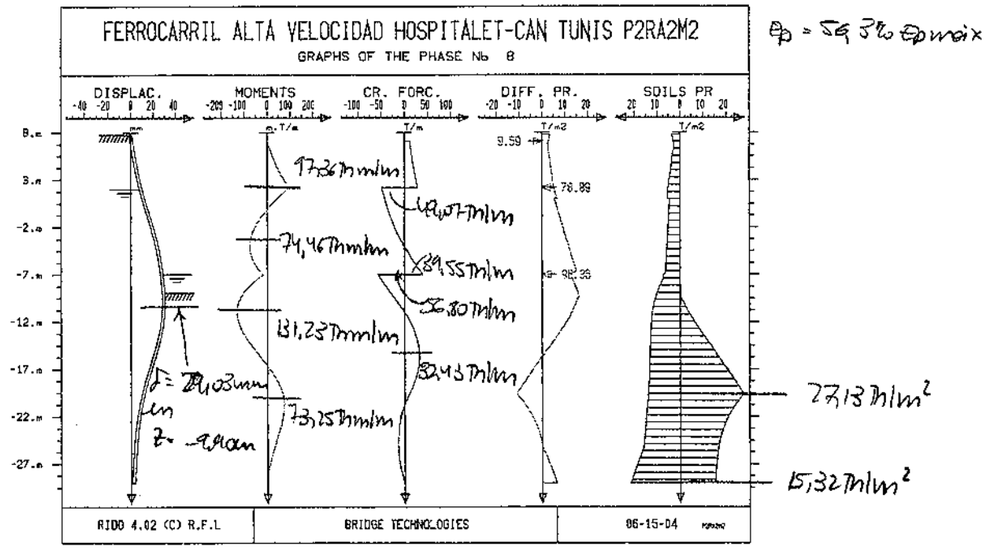
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.5 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



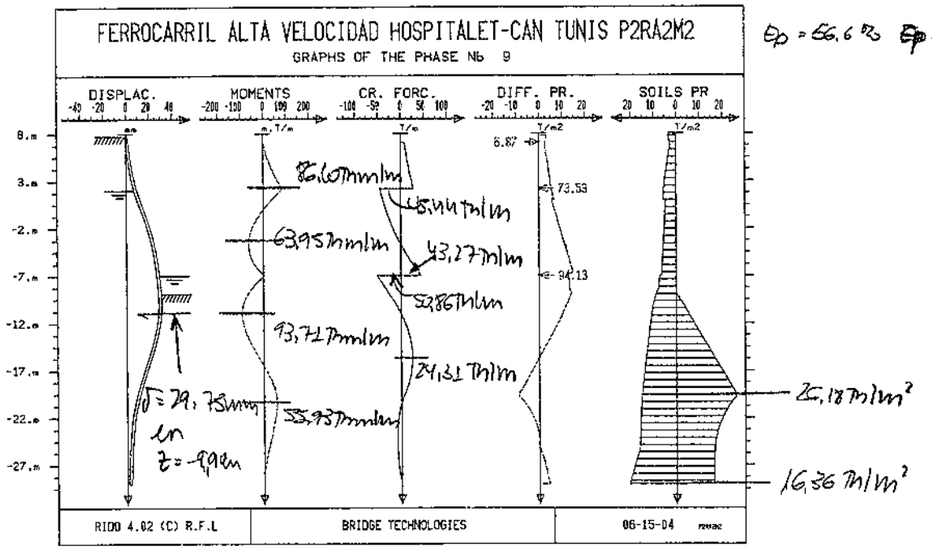
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



SUBIDA DEL NF:

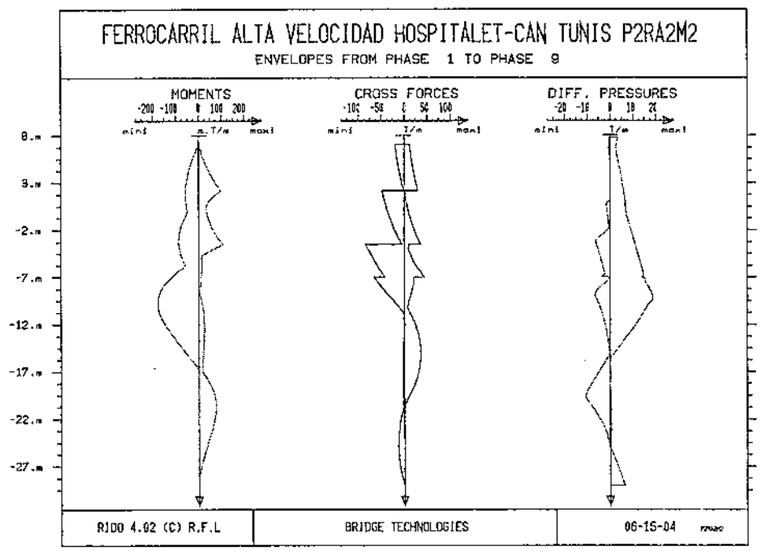


FLUENCIA:

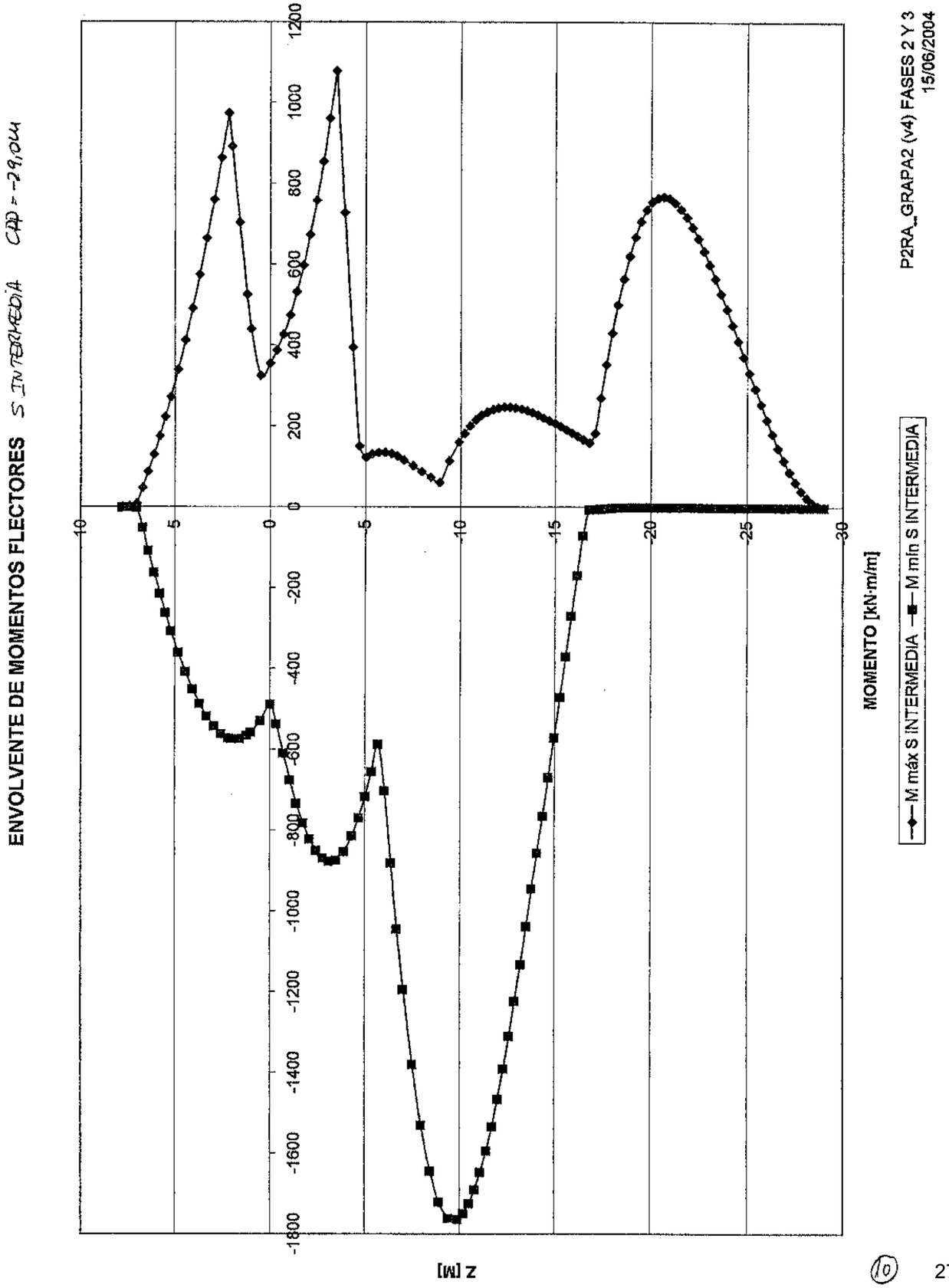


Ep = 56,6 % Ep max.

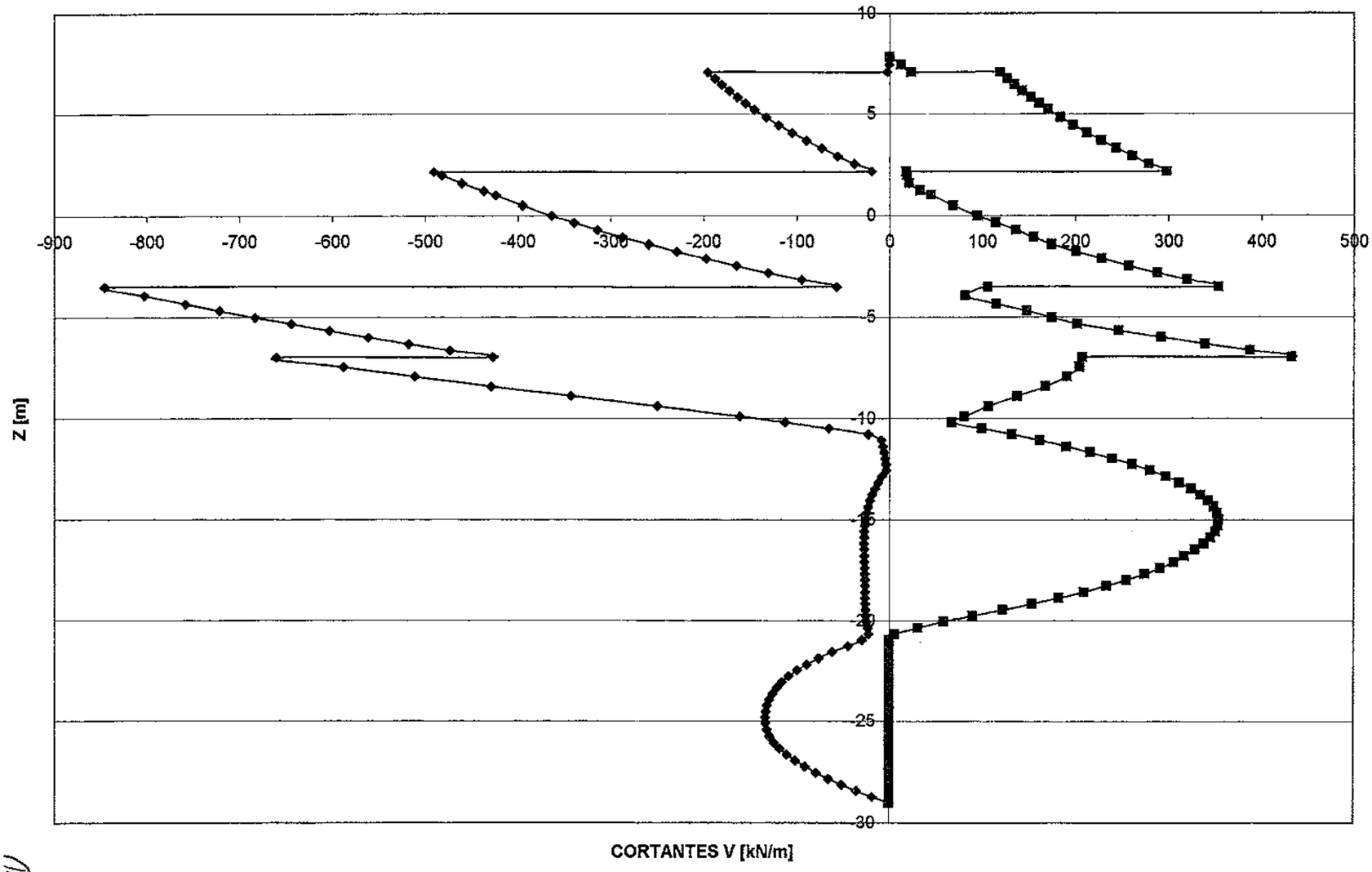
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



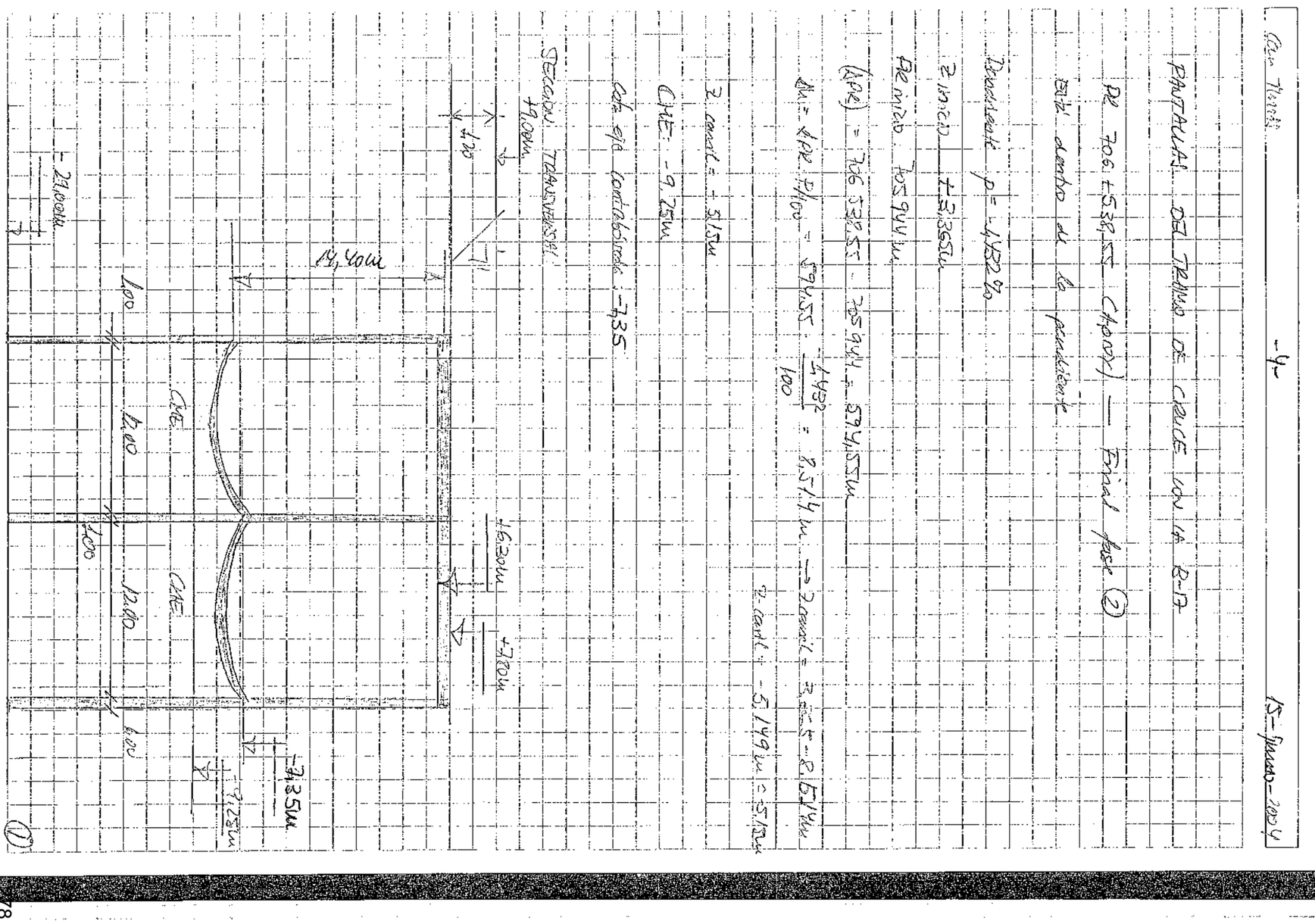
VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS.



ENVOLVENTE DE CORTANTES S. – INTERMEDIA cpp = -29,00m



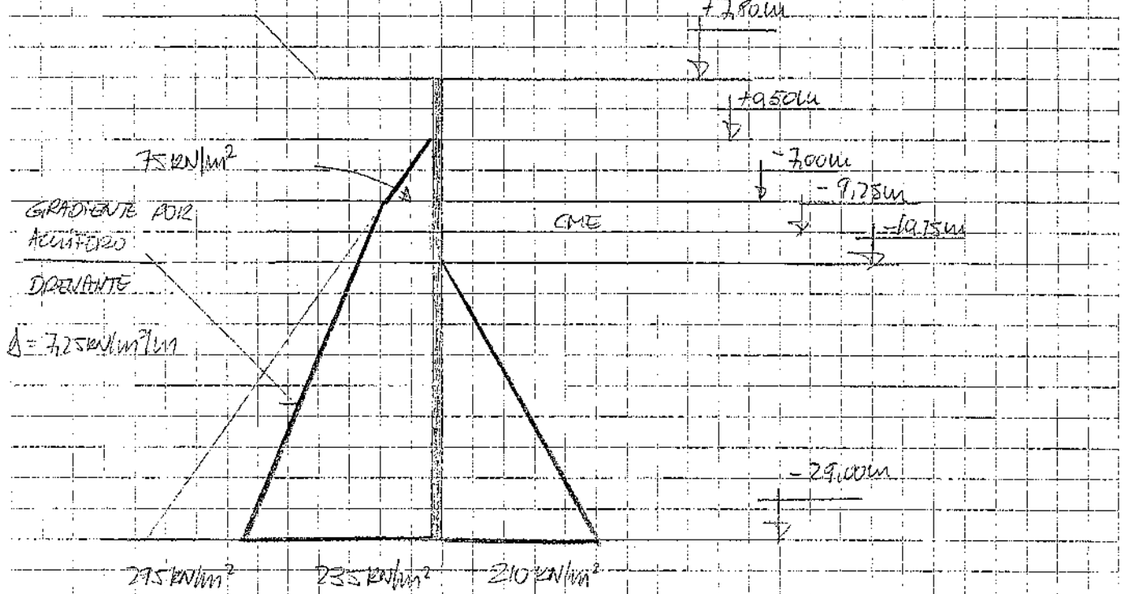
P2RA_GRAPA2 (v4) FASES 2 Y 3
15/06/2004



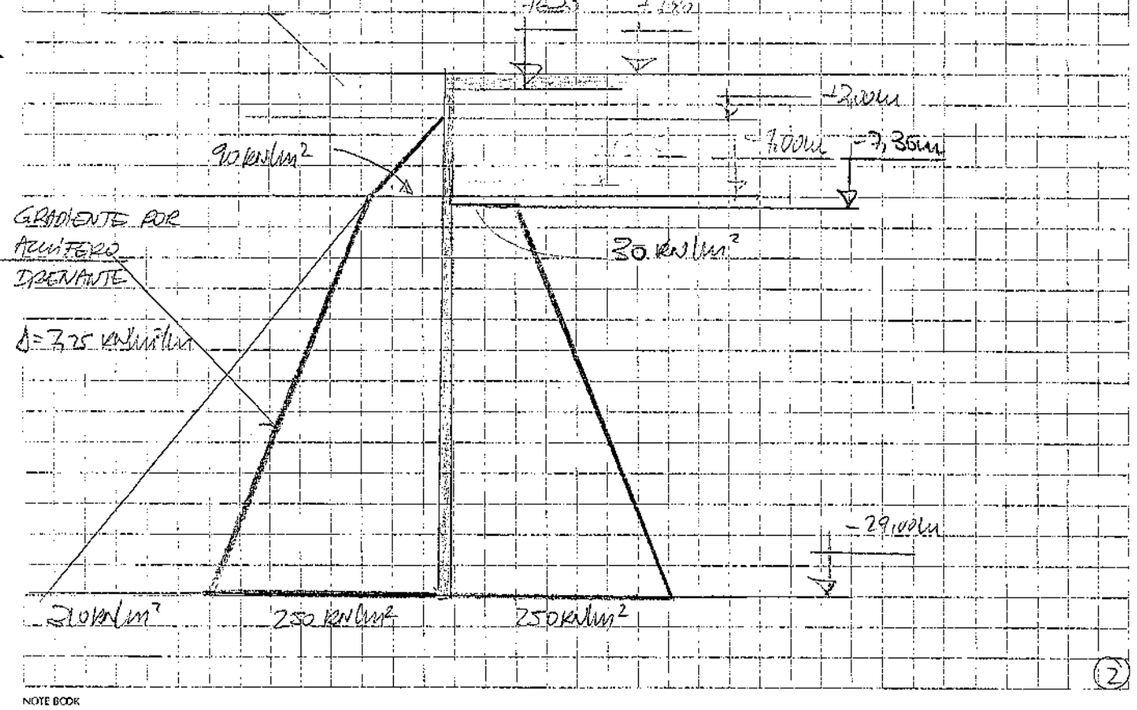
Cam Tunis 29-Mayo-2004

PRESIONES DE AGUA:

Se mantiene el mismo esquema de cargas de agua sobre pantalla que en el tramo de prueba.



PRESIONES DE AGUA EN ESTADO DEFINITIVO (CUBOTA MÁXIMA NF)



Cam Tunis 28-Mayo-2004

RIGIDECES:

⊛ CUBIERTA: $h = 1,50m$ $l = 25,00m$ $l/2 = 12,50m$ $E = 27,264 MPa$

$A = 1,50 m^2/m$

$$K = \frac{1,50\ m^2/m \cdot 27,264\ MPa}{12,50m} = 3,275\ MN/m/m = 3.275.000\ KN/m/m$$

$K = 327.500\ Tn/m/m$ CUBIERTA

⊛ PUNTALES (PROVISIONALES Y DEFINITIVOS)

$A = 2 \times 198 cm^2 = 396\ cm^2/puntal$ (aproximadamente) $l = \frac{24,0}{2} = 12,00m$

$$K = \frac{EA}{l} = \frac{396 \cdot 10^{-4}\ m^2/puntal \cdot 21 \cdot 10^5\ kPa}{12,0m} = 693\ kN/m/puntal$$

Disponiendo puntales cada 2,50m

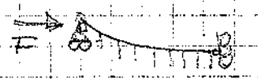
$K = 277,2\ KN/m/m \rightarrow K = 277.200\ KN/m/m$

$K = 2772\ Tn/m/m$ PUNTALES

⊛ SOLERA

Modelo SAP para determinar la rigidez de la solera.

Por la simetría se toma como referencia el contorno del tramo típico con $l = 11,00m$



$\rightarrow F = 1000\ KN$ ← ver nota de cálculo tramo prueba

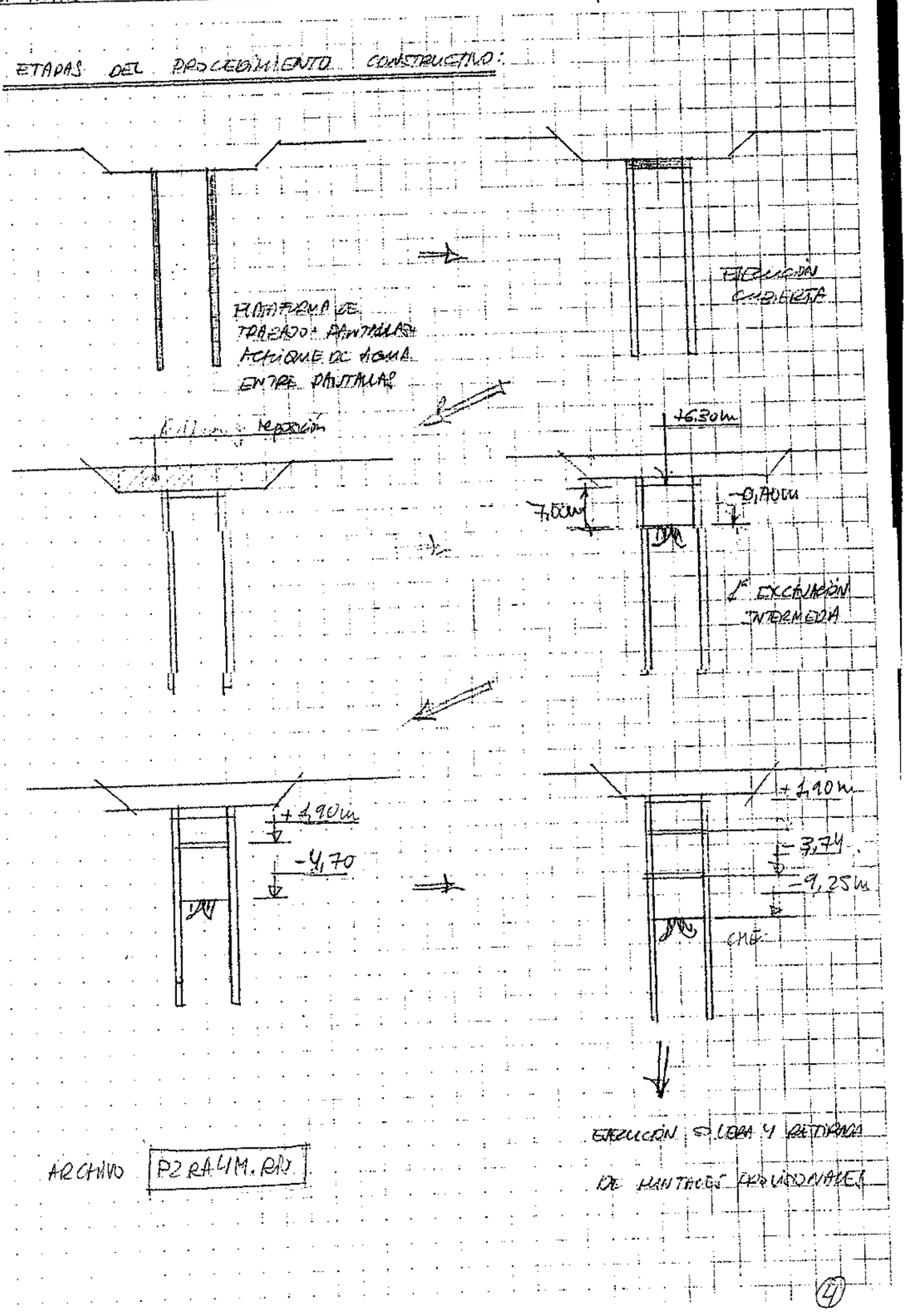
$\delta = 7,690 \cdot 10^{-4} \rightarrow \delta_{total} = 0,00153840\ m$

$$K = \frac{F}{\delta} = \frac{1000\ KN}{\quad} = 650.200\ KN/m/m \rightarrow K = 65020\ Tn/m/m$$

Can Tunis

15-junio-2004

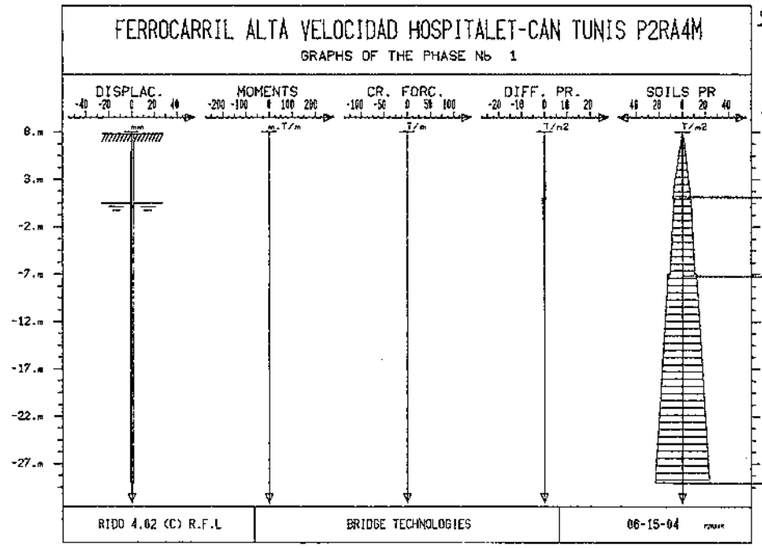
ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



ARCHIVO P2RA4M.RIN

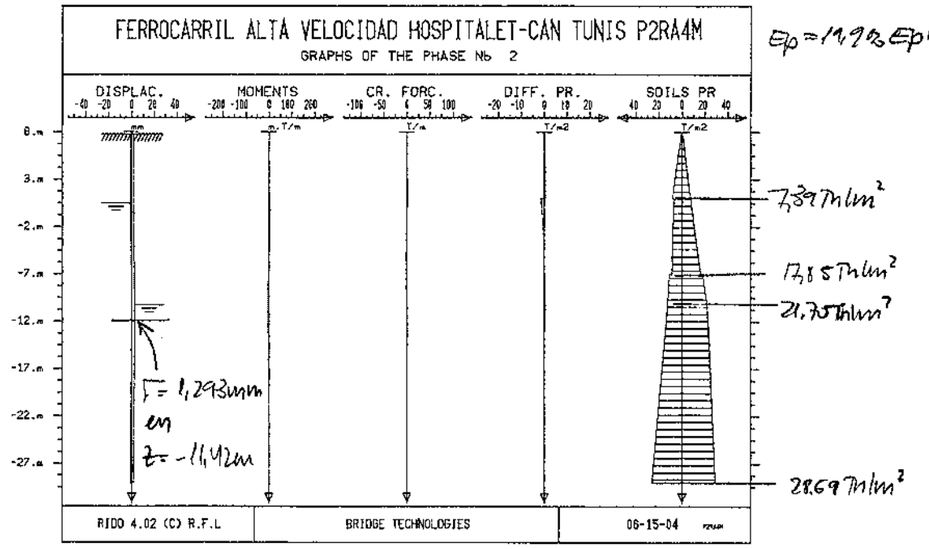
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 4 (Ep < 70% Ep máx) SECCIÓN FINAL 706+538.6

ESTADO PREVIO:



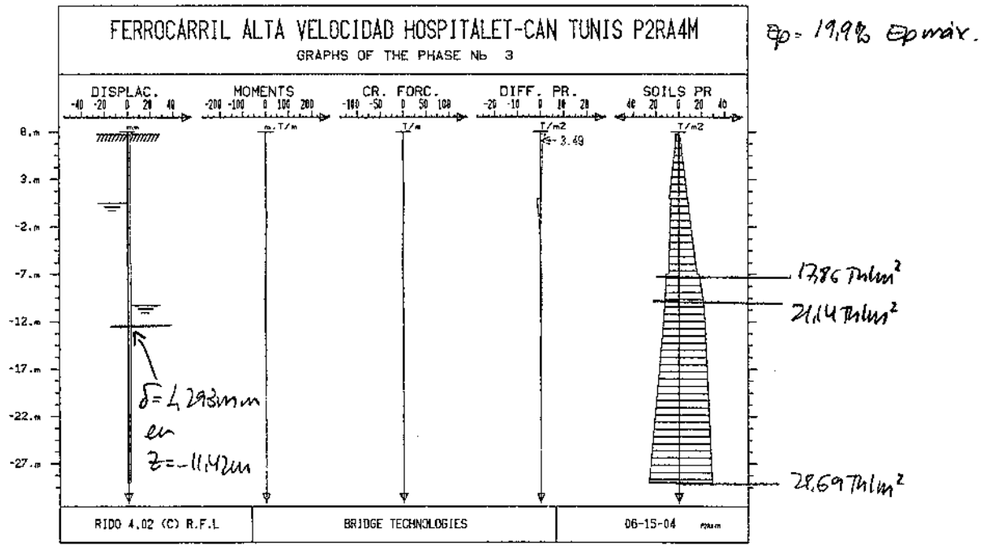
Se movilizan el 19,7% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

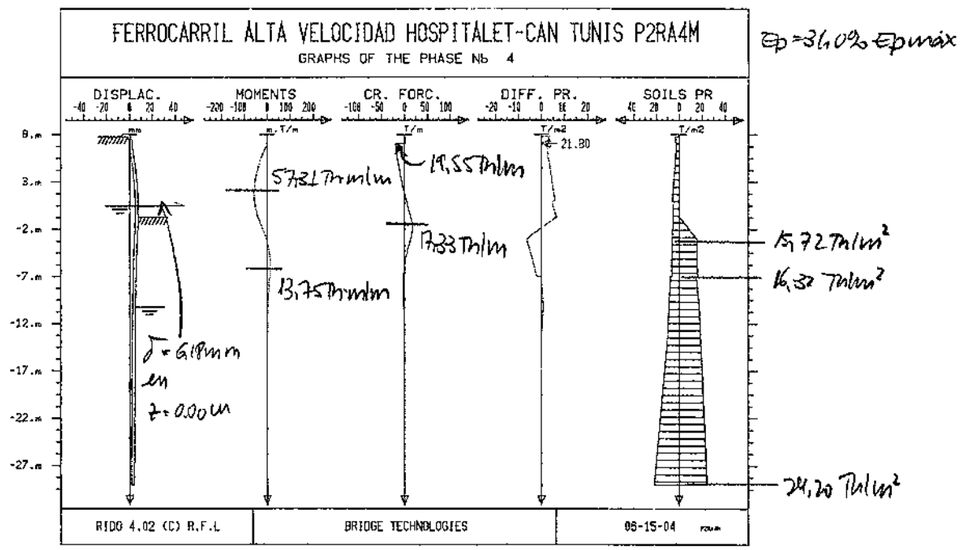


Ep = 19,9% Epmáx

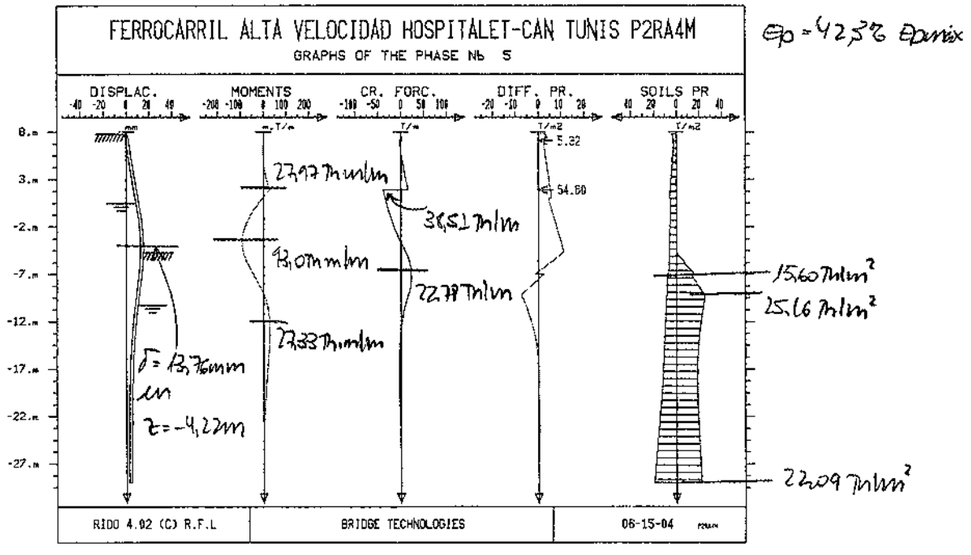
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



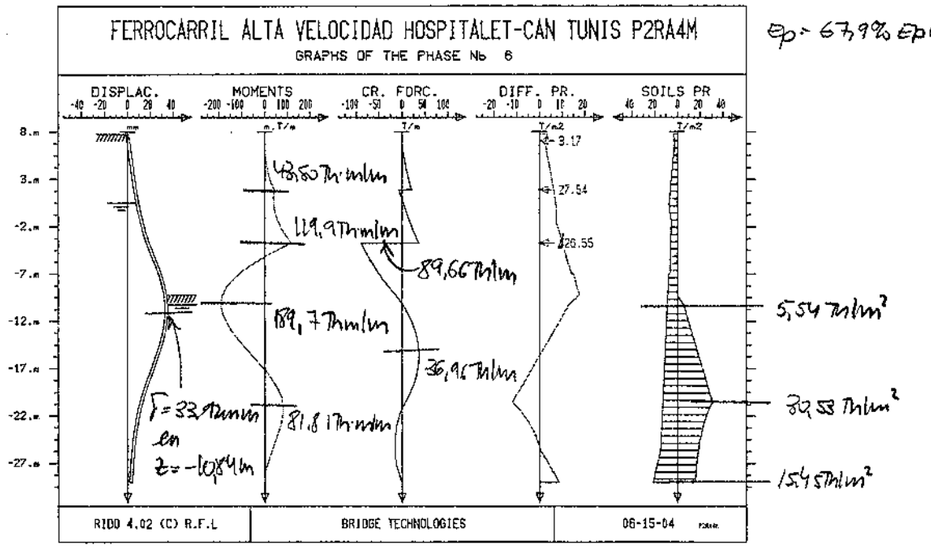
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:



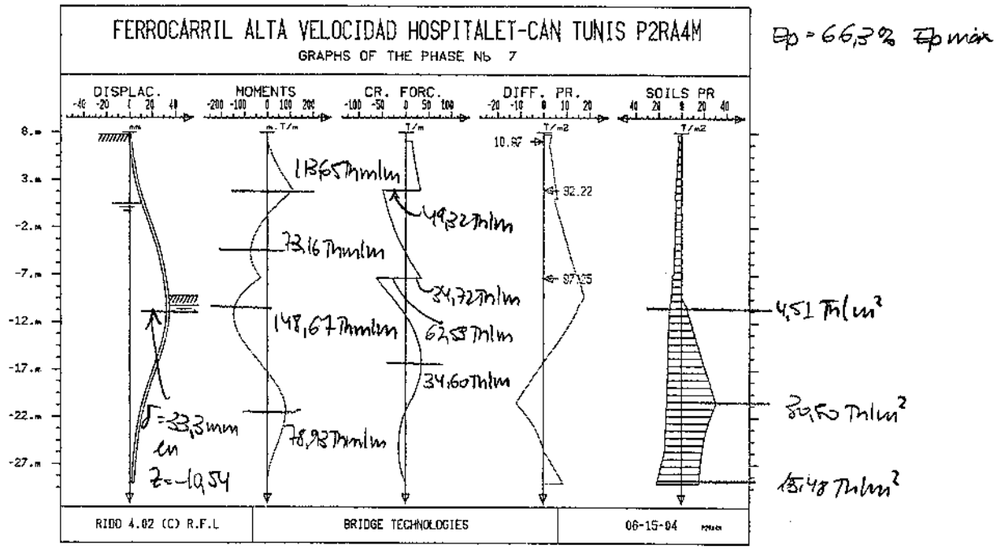
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+1.90 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.70:



PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.74 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:

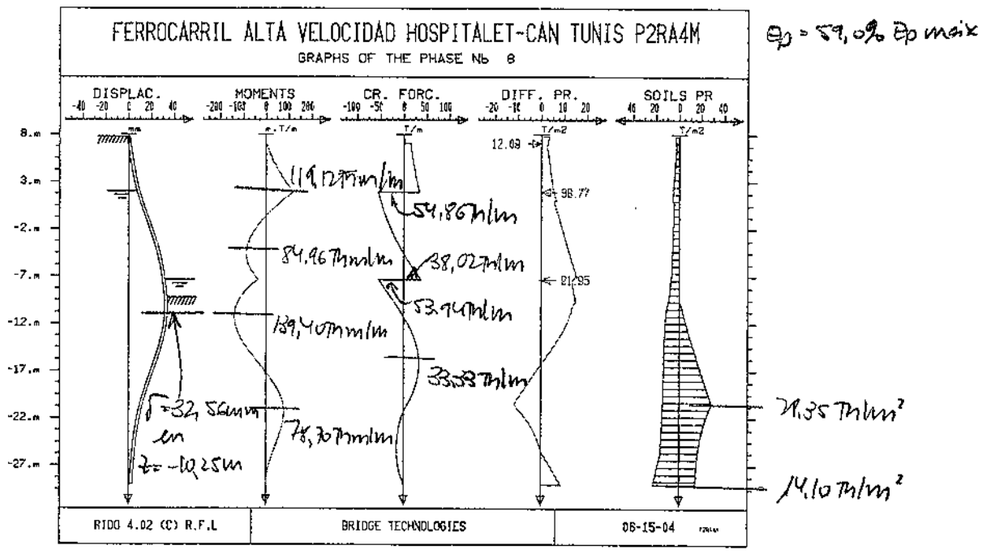


EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



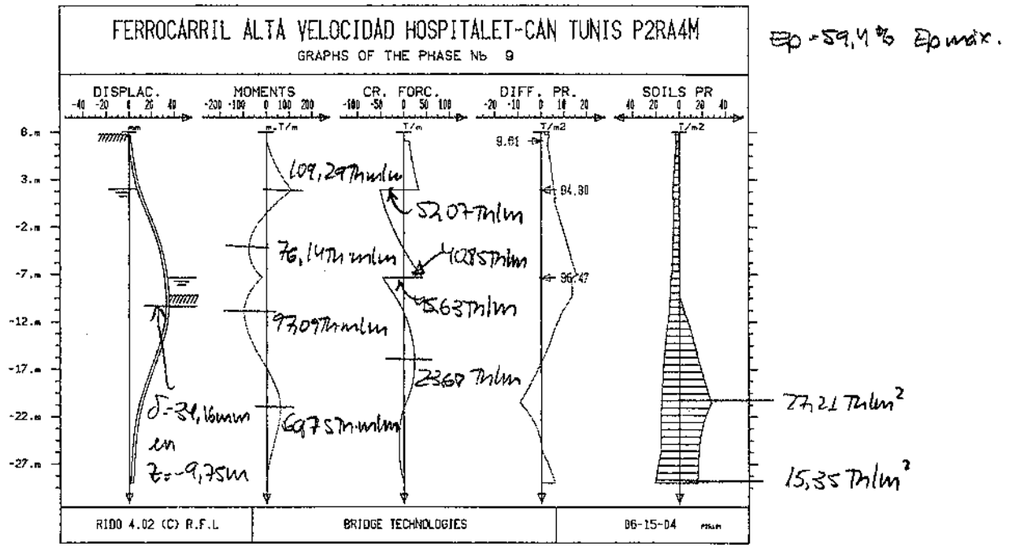
Ep = 66,3% Ep máx

SUBIDA DEL NF:



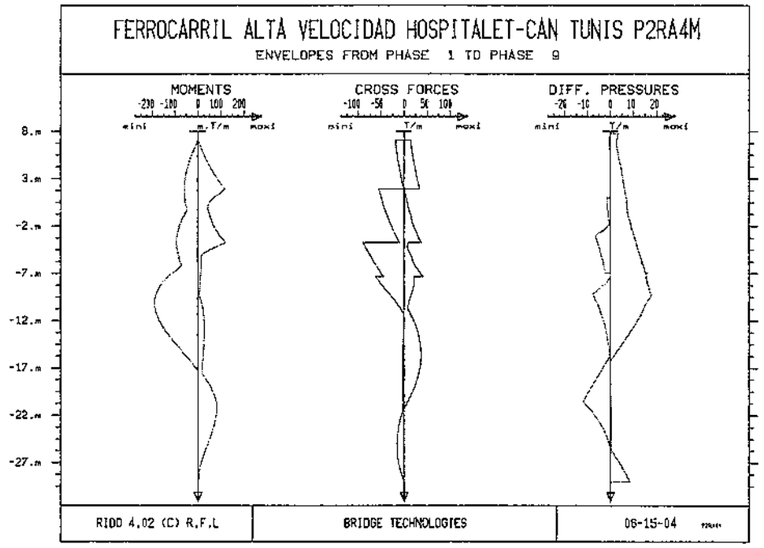
Ep = 59,0% Ep máx

FLUENCIA:



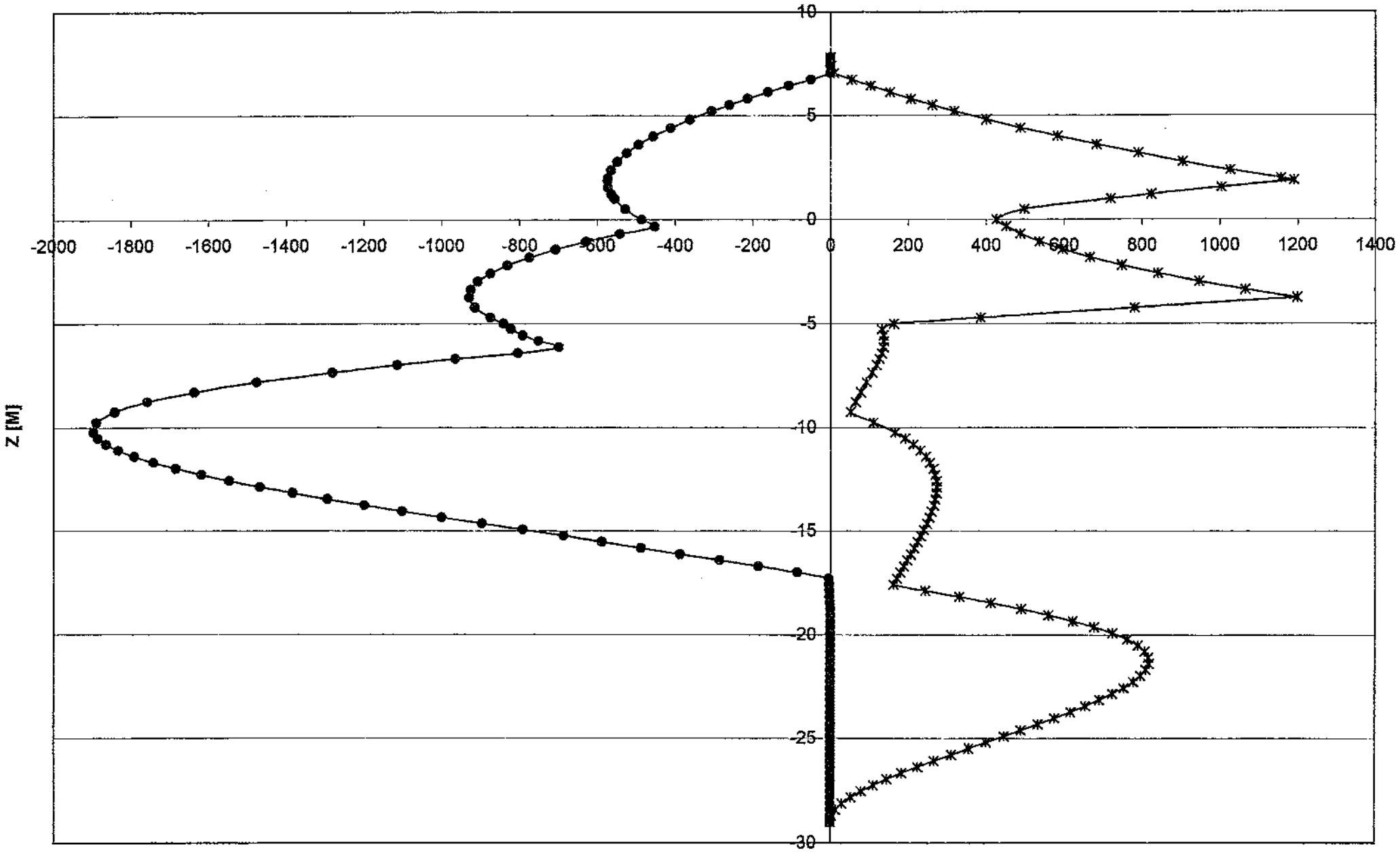
Ep = 59,4% Ep máx.

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS.

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES S. FINAL PK: 706+528,55.

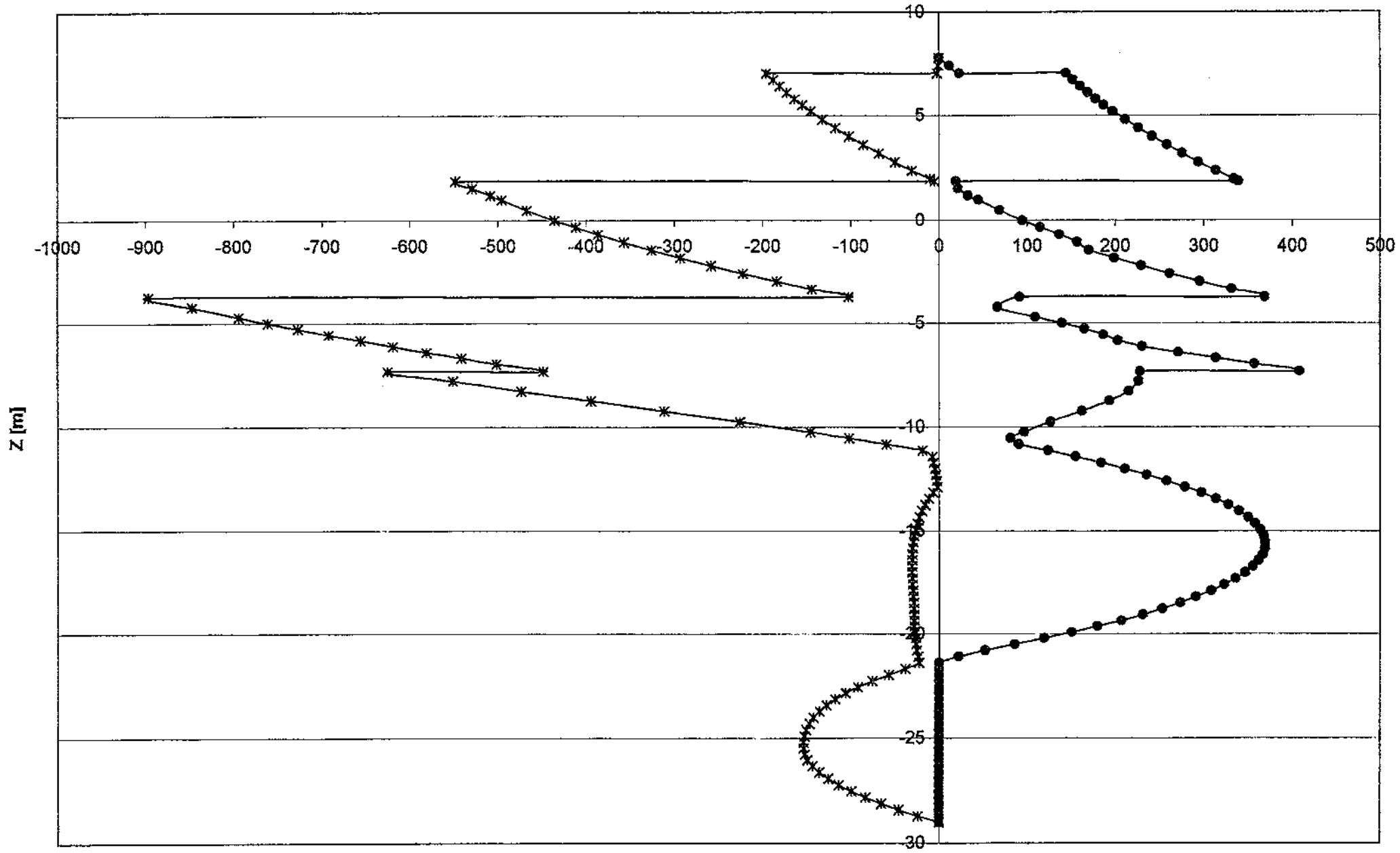


MOMENTO [kN·m/m]

M máx S FINAL — M mín S FINAL

P2RA_GRAPA2 (v4) FASES 2 Y 3
15/06/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES S FINAL PK: 706+528,55



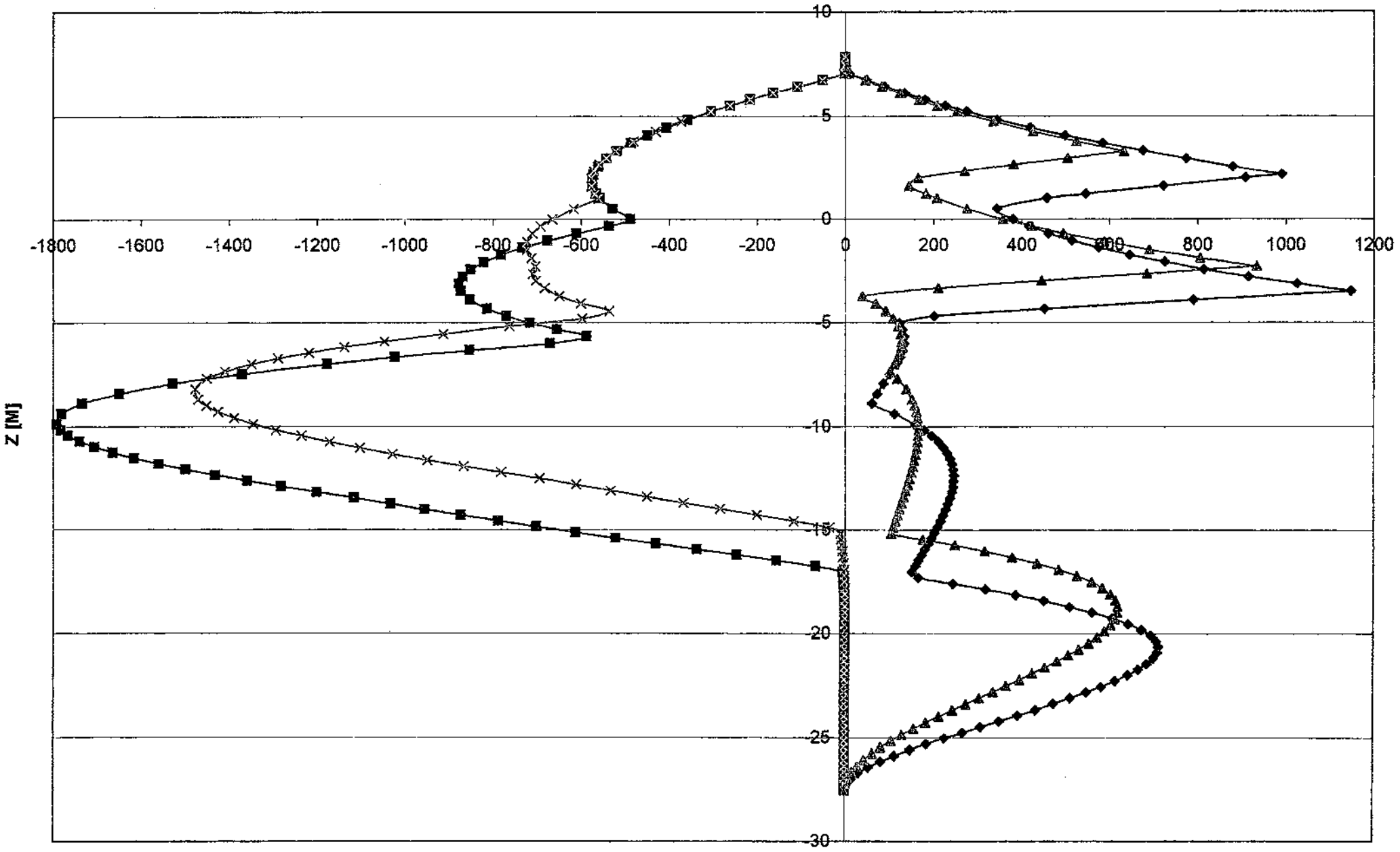
CORTANTES V [kN/m]

V mín S FINAL — V máx S FINAL

P2RA_GRAPA2 (v4) FASES 2 Y 3
15/06/2004

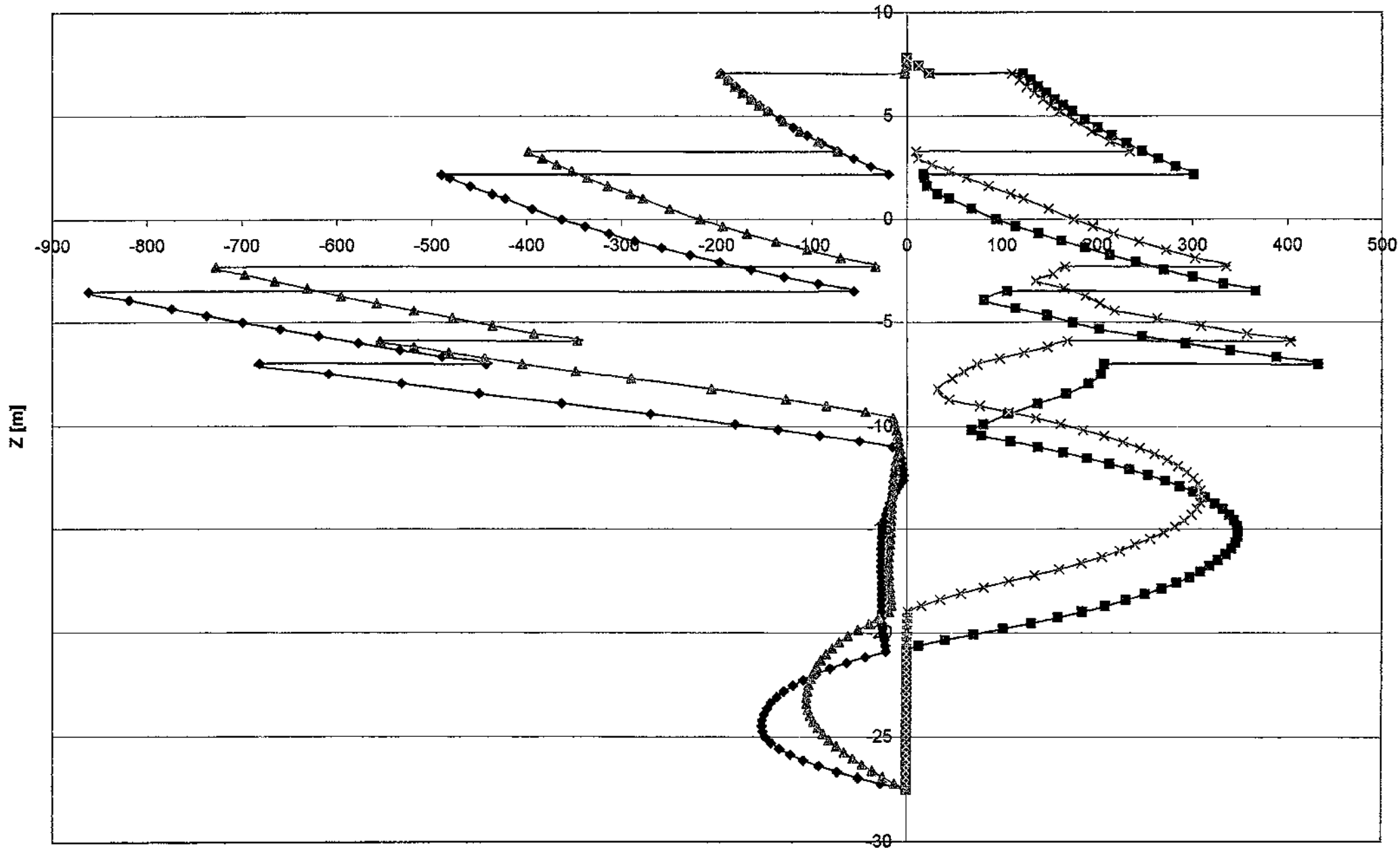
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES – FASES 3A y 3B

ENVOLVENTE S. INICIAL + S. INTERMEDIA.



RA_GRAPA2 (v4) FASES 2 Y 3
15/06/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



RA_GRAPA2 (v4) FASES 2 Y 3
15/06/2004

(1)

(2)

NOTAS DE ARMADO FASE 3A y 3B

I) FLEXIÓN:

Ia) INTRADÓS

- Pico de momentos: $m_k = 1391,7$ KN.m/m
  $m_d = 2687,6$ KN.m/m
  $A_s \geq 89,44$ cm²/m
  En todo el bastonado $A_s \geq 44,72$ cm² ← 30 ϕ32 + 25 ϕ32
  ($m_{RU} = 2747,23$ KN.m/m) $x = 0,299\,d$ ← dúctil)

- Momento último con 30 ϕ25
  $A_s = 29,454$ cm²/m (r = 0,11m)
  $m_u = 1081,9$ KN.m/m
  En valor característico: 721,3 KN.m/m
  Si tiene $m_k \leq 720$ KN.m/m para $z \leq -14,90$m
  las barras deben llegar hasta $z = +15,0 - 1,50 - 1,00 - 0,5 = -18,00$m
  (fb ϕ32, d, e) ← (no considerando)

- Momento último con 25 ϕ32 + 30 ϕ25
  $A_s = 69,654$ cm²/m
  $m_u = 2250,98$ KN.m/m
  $m_{uk} = 1500,6$ KN.m/m
  Si tiene $m_k \leq 1500$ KN.m/m para $z \leq -12,50$m — los ϕ32
  deben llegar hasta: $z = -12,50 - 1,5 - 1,0 - 0,5 = -15,50$m
  (fb, d, e)

Si tiene $m_k \leq 1500$KN.m/m para $z \geq -7,50$m — los ϕ32 deben llegar
hasta: $z = -7,50 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = -4,50$m
(fb, d, e)

- Momento último con 30 ϕ32 (r = 0,11)
  $A_s = 48,252$ cm²/m
  $m_u = 1712$ KN.m/m
  $m_{uk} = 1141,3$ KN.m/m
  Si tiene $m_k \leq 1140$ KN.m/m para $z \geq -6,00$m, las barras de
  refuerzo deben llegar hasta $z = -6,00 + 1,5 + 1,0 + 0,5 = -3,00$m
  (fb, d, e)

- Momento último con 30 ϕ25
  $A_s = 29,454$ cm²/m
  $m_u = 721,3$ KN.m/m
  Si tiene $m_k \leq 720$ KN.m/m para $z \geq -14,90$m ← a partir de este
  pto. anclaje + solape de los refuerzos que deben llegar hasta
  $z = -14,00 + 1,50 + 1,0 + 0,5 = +2,00$m
  (fb, d, e)

- $m_k = 1771,4$ KN.m/m
  $m_d = 1315,71$ KN.m/m
  $A_s = 39,63$ cm²/m
  En todo el bastonado: 49,15 cm² ← 30 ϕ25 + 10 ϕ25

- Momento último con 20 ϕ25
  $A_s = 19,635$ cm²/m
  $m_u = 734,13$ KN.m/m → $m_{uk} = 489,42$ KN.m/m
  Si tiene $m_k = 485$ KN.m/m para $z \leq -15,50$m

16) TRASDÓS

• Pico de momentos $m_K = 1150$ KN·m/m

$m_{Sd} = 1775,0$ KN·m/m

$A_s \geq 54,23$ cm²/m

En todo el tramo: $A_s \geq 27,15$ cm² → 30 Φ 25 + 15 Φ 32

($m_{Rd} = 1788,66$ KN·m/m $x = 0,242d$ ← DUCTIL)

• Momento último con 30Φ25 ($c = 0,11$m)

$A_s = 29,454$ cm²/m

$m_{RK} = 721,3$ KN·m/m

→ Se tiene $m_K \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -5,00$m, a partir de este pto. empalme + descalce de las Φ32 que deben llegar hasta

$z = -5,00 - 1,50 - 1,00 - 0,50 = -8,00$m

→ Se tiene $m_K \leq 720$ KN·m/m para $z \geq +3,50$m, las Φ32 deben llegar hasta $z = +3,50 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = 6,50$m

17) CORTANTES

• Pico de cortante $V_K = 86,5$ KN/m

$V_d = 1297,5$ KN/m

$A_s = 6\Phi25 + 3\Phi32 = 53,57$ cm²/m

$A_d = 32,69$ cm²/m/m

Tomando planos a 0,15 → 4,90 cm²/plano/m

En 5,0m → 24,5175 cm²/plano

Tomando 8 ramas/plano → 3,064 cm²/barra → 8 Ramas Φ 20

• Cortante último con 8 ramas Φ16 a 0,15

$A_K = 21,45$ cm²/m/m

$A_s = 29,454$ cm²/m ← (como mínimo 6Φ25)

$V_d = 952,60$ KN/m → $V_{RK} = 635,1$ KN/m

Se tiene $V_K \leq 630$ KN/m para $z \leq -7,50$m

• Cortante útil con 8 ramas Φ12 a 0,15

$A_K = 12,064$ cm²/m/m

$A_s = 29,454$ cm²/m (← como mínimo 6Φ25)

$V_d = 652,9$ KN/m

$V_{RK} = 484,6$ KN/m

Si tiene $V_K \leq 420$ KN/m para $z \leq -9,00$ (← Indicar descalce en $\frac{1}{2}d$)

III) PUNZONAMIENTO EHE

Carga máxima pantalla: $u_L = 1250$ kN/m

$N_d = 1,50 \cdot 1250 \text{ kN/m} \cdot 2,50 \text{ m} = 4687,5$ kN / pantalla

Punto máximo de punzonamiento

$\frac{F_{sd}}{u_{0,d}} \leq f_{fcd} \Rightarrow f_{fcd} = 0,30 \cdot f_{cd} = 0,30 \frac{25}{1,50} = 5,00$ MPa

Placa apoyo puntal $0,75 \times 0,75 \Rightarrow u = 3,00$ m

$d = 0,75$ m, con lado tenso.

Sustituyendo valores:

$\frac{4687,5}{3,0 \cdot 0,75} = 1,84$ MPa << f_{fcd} (OK)

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$b_0 = u_1$; $A_{sw} = \frac{A_{sw}}{s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$F_{sd} \leq \tau_{rd} \cdot u_1 \cdot d$

$d = 0,85$ m (con lado tenso)

$\tau_{rd} = 0,12 \cdot \xi \cdot (100 \rho_{cx} \cdot \rho_e)^{1/3}$

$F_{sd} = 4,7$ MN

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

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

$A_{sy} = 6\phi 25 + 6\phi 25 + 3\phi 32 = 83,034 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \rho_y = 0,0083034$ en el segundo.

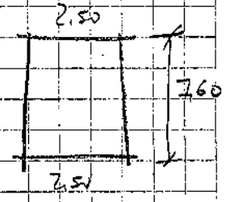
$\rho_e = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,00589$ $\boxed{\rho_e = 0,00589}$

Sustituyendo valores

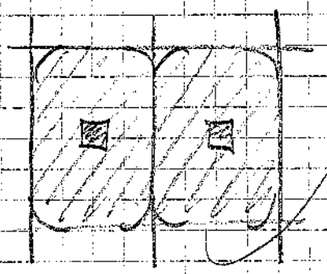
$\tau_{rd} = 0,12 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,00589 \cdot 25)^{1/3} = 0,437$ MPa

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario que se cumpla:

$U_1 \geq \frac{F_{sd}}{\tau_{rd} \times d} = \frac{4,69 \text{ MN}}{0,437 \cdot 0,75} = 12,6$ m



Perímetro crítico



Vemos: 8,73 m

↑ es menor que U_1

→ Hay falta armadura de punzonamiento.

Es: cortarse las dos superficies en rotura el hormigón resistente es el comprendido entre las pantallas. El resto de contenido queda garantizado con las armaduras dispuestas (Cuando se desapuntale) Si hay riesgo de punzonamiento y es el caso que aquí se calcula)

Dimensionamiento tomando $U_1 = 12,50$ m $= b_0$

$\xi = 1,485$

$\rho_e = A_{sx} = \phi 20 \text{ a } 0,15 = 20,95 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \rho_x = 0,002095$

$A_{sy} = 6\phi 25 + 3\phi 32 = 53,58 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \rho_y = 0,0053578$

$\rho_e = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,003335$

$V_{ru} = [0,10 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,00335 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 1250 \cdot 0,85 \cdot 1,00 = 3,27$ MN

→ $V_{su} \geq V_d - V_{ru} = 4,69 - 3,27 = 1,42$ MN.

Cam Tunnel 16-Junio-2004

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

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

$A_{sw} \geq \frac{V_{su}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{1{,}42 MN}{0{,}765 m \cdot 400 MPa} = 46{,}4 cm^2/m = \frac{A_{sw}}{s}$

a) Tomando $s = 0{,}15$ — $A_{sw} = 6{,}96 cm^2$ en cada plano

→ $1{,}74 cm^2$/barra ← Si cubro con la armadura despuntada

b) Tomando $s = 0{,}60$ — $A_{sw} = 27{,}84 cm^2$ en cada plano

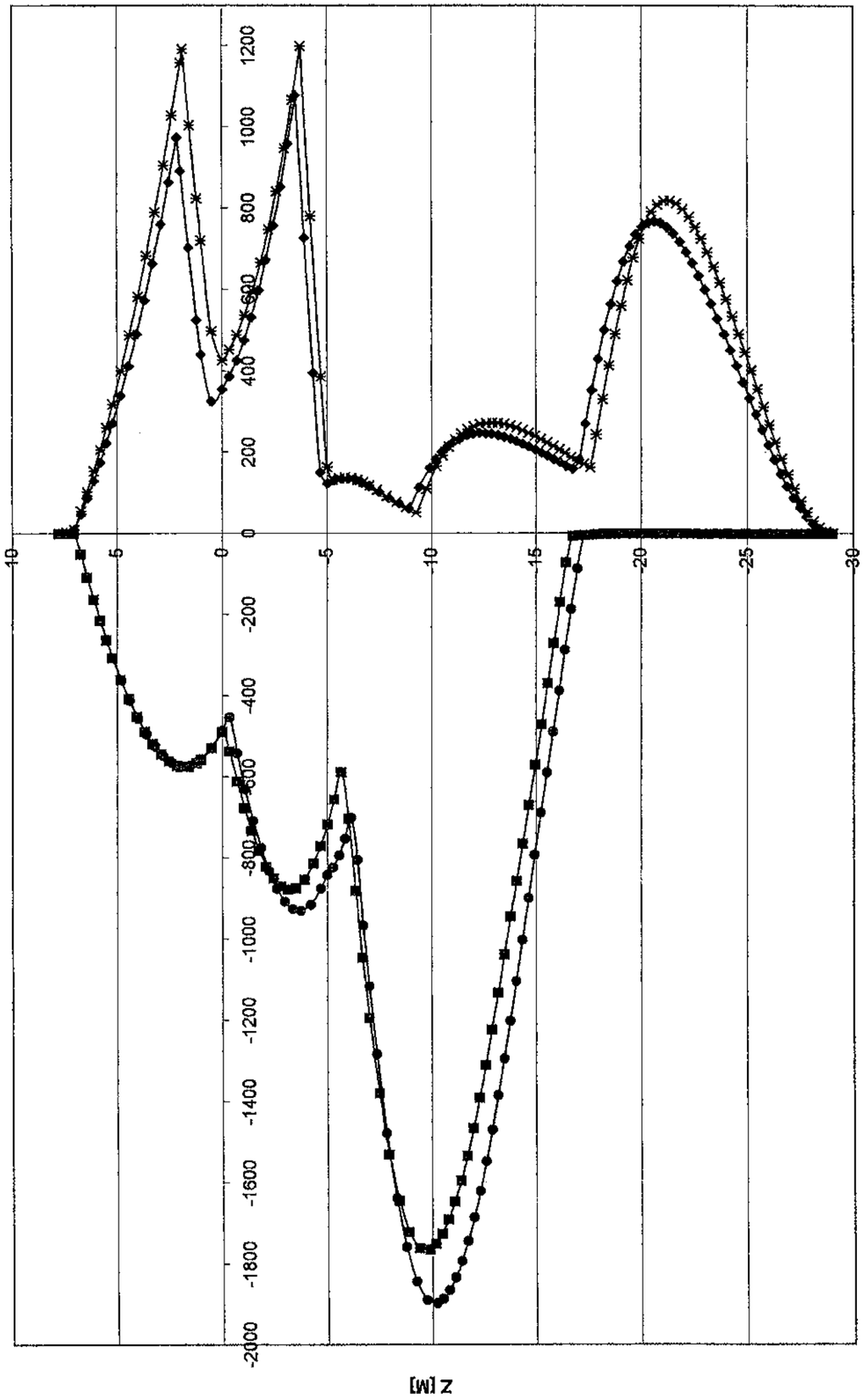
Tomando barras a $0{,}15 m$, en $7{,}6 m$ entran 50 barras → $0{,}57 cm^2$/barra ← Si cubro con la armadura despuntada

9

INDITE BOOK

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES FASE 2

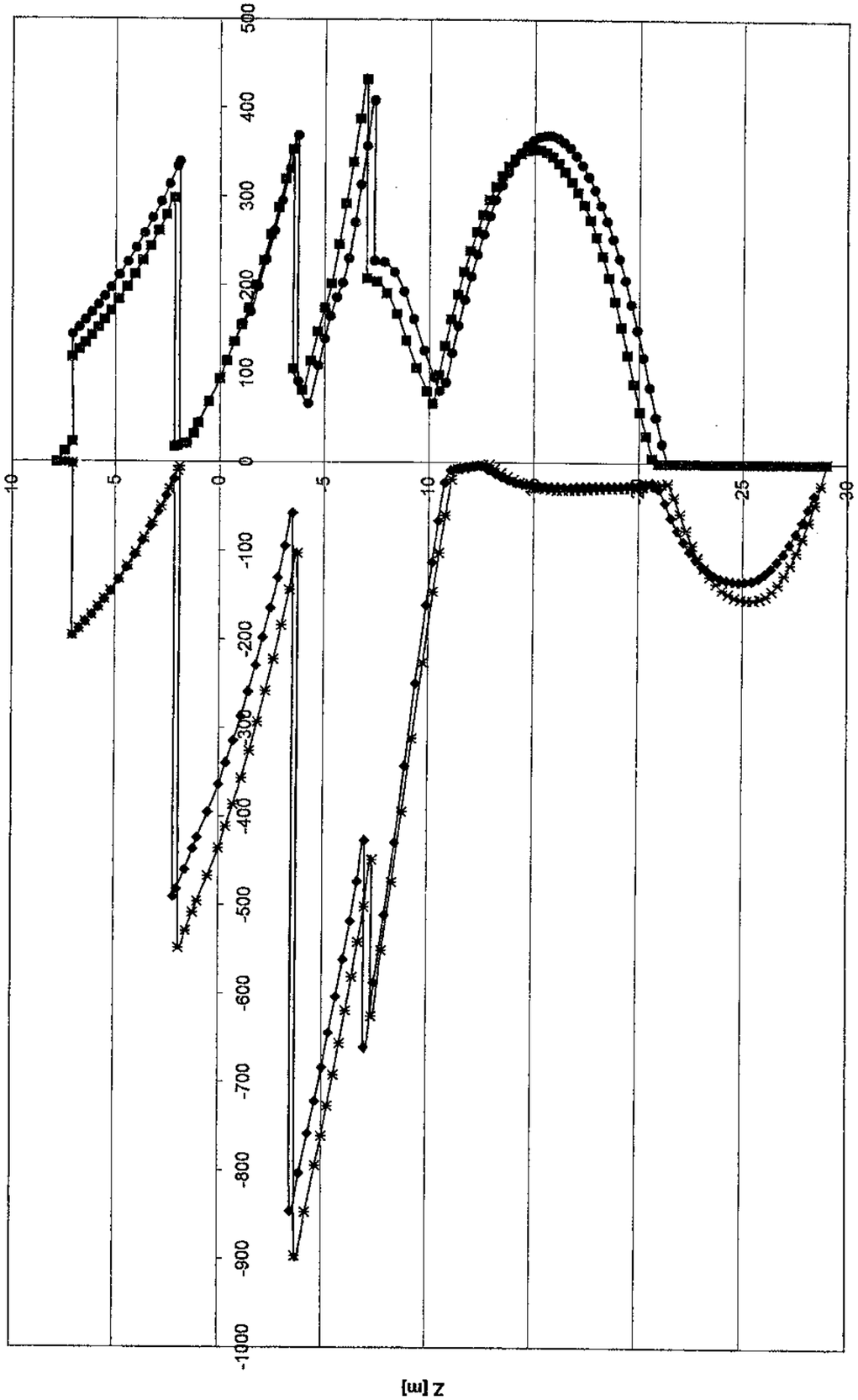
ENVOLVENTE S INICIAL + S INTERMEDIA.



2

ENVOLVENTE DE CORTANTES FASE 2

ENVOLVENTE ≤ S. INICIAL + S. INTERMEDIA.



CORTANTES V [kN/m]

—✱— V mín S FINAL —●— V máx S FINAL —◆— V mín S INTERMEDIA —■— V máx S INTERMEDIA

P2RA_GRAPA2 (v4) FASES 2 Y 3
15/06/2004

(2)

Con Tomás

16-junio-2004

NOTAS DE ARMADO FASE 2

1) FLEXIÓN

1a) INTRADÓS

- Pico de momento $M_{uk} = 1897.1$ kN·m/m

$M_d = 2846$ kN·m/m

$A_s \geq 95.4$ cm²/m

en todo el batedlo $A_s = 477.0$ cm² ← 30φ32 + 20φ32

($M_{Rd} = 7715.2$ kN·m $x = 0.45\,d$)

- Momento último con 30φ25

$A_s = 29.454$ cm²/m

$M_{Rd} = 1030.7$ kN·m/m

en valor característico $M_{uk} = 687.1$ kN·m/m

Si tiene $M_{uk} \leq 685$ kN·m/m para $z \leq -15.50$ m a partir de este pto anclaje + decalaje de los φ32 del refuerzo que deben llegar hasta $z = -15.50 - \frac{1.50}{0.5} - \frac{1.00}{d} - \frac{0.5}{c} = -18.50$ m

- Momento último con 30φ32 + 30 φ25

$A_s = 77.705$ cm²/m

$M_{Rd} = 2469$ kN·m/m

en valor característico $M_{uk} = 1646$ kN·m/m

Si tiene $M_{uk} \leq 1645$ kN·m/m para $z \leq -12.50$ m, a partir de este pto anclaje + decalaje de los φ32, que deben llegar hasta $z = -12.50 - \frac{1.50}{0.5} - \frac{1.00}{d} - \frac{0.5}{c} = -15.50$ m

(1)

NOTE BOOK

Si hacen $m_{uk} \leq 1645$ KN·m/m para $z \geq -8.00$m a partir de este pto — anclaje + decalaje de los $\phi 32$, que deben llegar hasta

$$z = -8.00 + \frac{1.50}{l_b} + \frac{1.00}{d} + \frac{0.5}{\varepsilon} = -5.00\text{m}$$

· Momento último con $30\phi 32$

$A_s = 48.252\ cm^2/m$

$m_u = 1627.95$ KN·m/m

$m_{u,k} = 1085.3$ KN·m/m

Si hacen $m_{uk} \leq 1085$ KN·m/m para $z \geq -7.00$

las barras deben llegar hasta $z = -6.50 + \frac{1.50}{l_b} + \frac{1.00}{d} + \frac{0.5}{\varepsilon} = -3.50$m

· Momento último con $20\phi 25$

$A_s = 19.635\ cm^2/m$

$m_u = 734.15$ KN·m/m

$m_{u,k} = 489.42$ KN·m/m

Si hacen $m_{uk} \leq 485$ KN·m/m para $z \leq -16.00$m las barras deben llegar hasta $-16.00 - \frac{1.0}{l_b} - \frac{1.0}{d} - \frac{0.5}{\varepsilon} = -18.50$m ≈ a la toma -20.00m

· Momento último con $30\phi 25$

$A_s = 29.454\ cm^2/m$ $m_{u,k} = 687.1$ KN·m/m (VER pag anterior)

Si hacen $m_{uk} \leq 685$ KN·m/m para $z \geq -1.0$m

los $\phi 32$ deben llegar hasta $-1.00 + \frac{1.50}{l_b} + \frac{1.00}{d} + \frac{0.5}{\varepsilon} = 2.00$m no llegan—

Refuerzo de $10\phi 25$ (2$\phi 25$ pared de batacolas)

Momento último con $30\phi 25 + 15\phi 25$

$A_s = 44.181\ cm^2/m$

$m_u = 1502.60$ KN·m/m

$m_{u,k} = 1001.7$ KN·m/m

Si hacen $m_{uk} \leq 1000$ KN·m/m para $z \geq -6.65$ a partir de este punto anclaje + decalaje de los $\phi 25$ que deben llegar hasta

$$z = -6.50 + \frac{1.50}{l_b} + \frac{1.00}{d} + \frac{0.5}{\varepsilon} = -3.5 \rightarrow \text{OK!}$$

· Momento último con $30\phi 25$

$A_s = 29.454\ cm^2/m$

$m_u = 1084.9$ KN·m/m (≈ aquí despreciando recubrimiento inferior $r = 0.11$m)

$m_{u,k} = 721.2$ KN·m/m

Si hacen $m_{uk} \leq 720$ KN·m/m para $z \geq -1.00$m las barras deben llegar hasta $-1.00 + \frac{1.00}{l_b} + \frac{1.00}{d} + \frac{0.5}{\varepsilon} = 1.50$m

Si llegan hasta $z = +3.00$m

· Decalaje de la última bisela de cortante

$V_d = 1.50 \times 196\ KN/m = 300\ KN/m$

Tomando última bisela a 45° → $A_s \geq V_d / f_{yd} = \frac{300 \cdot 10^3\ N/m}{400\ MPa} = 7.5\ cm^2/m$

Si aumenta sobradamente

TRASDOS

Div de momento $\mu_{uk} = 1200$ KN·m/m

$\mu_{ud} = 1900$ KN·m/m

$A_s \geq 56$ cm²/m

En todo el batolón $A_s \geq 280$ cm² → 30 ϕ25 + 20 ϕ32

- Momento última con 30 ϕ25

$A_s = 29,454$ cm²/m (e = 0,110m)

$\mu_u = 1089$ KN·m/m

$\mu_{uk} = 721,2$ KN·m/m

Se tiene $\mu_k \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -5,00$m

los ϕ32 deben llegar hasta $z = -5,00 - 1,50 - 1,00 - 0,5 = -8,00$m
(Cb) (d) (E)

Se tiene $\mu_k \leq 720$ KN·m/m para $z \geq 3,50$m los ϕ32 deben llegar hasta $z = 3,50 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = 6,50$m

- Momento última con 25 ϕ32

$A_s = 40,21$ cm²/m

$\mu_u = 1478,13$ KN·m/m

$\mu_{uk} = 965$ KN·m/m

Se tiene $\mu_k \leq 720$ KN·m/m para $z \geq -19,50$m, los ϕ25 deben llegar hasta $z = -19,50 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = -16,50$m

- Momento última con 25 ϕ25

$A_s = 24,545$ cm²/m

$\mu_u = 909,62$ KN·m/m

$\mu_{uk} = 606,4$ KN·m/m

Se tiene $\mu_k \leq 605$ KN·m/m para $z \leq -5,00$m los ϕ25 adicionales deben llegar hasta $z = -5,00 - 1,0 - 1,0 - 0,50 = -7,50$
(Cb) (d) (E)

II) CORTANTES

- Div de cortante

$V_{dk} = 897$ KN/m

$V_d = 1346$ KN/m

$A_s = 61,62$ cm²/m (como anteriormente)

$A_\alpha = 33,85$ cm²/m/m ← Programas BASIC

Tomando planos a 0,15 → $A_s = 5,08$ cm²/m/plano

En 50 cm → 25,40 cm²/m

Tomando 8 ramas 3,17 cm²/barras → 8 ramas ϕ16

Tomando el cortante a 1 cantos útil del borde del apoyo directo (seguro que aguanta)

- Cortante último con 8 ramas ϕ16 a 0,15

$A_s = 29,454$ cm²/m $A_\alpha = 21,45$ cm²/m/m

$V_u = 915,62$ KN/m

$V_{uk} = 610$ KN/m

Se tiene $V_k \leq 610$ KN/m para $z \leq -7,50$m

- Cortante último con 8 ramas Φ12 a 0,15

$A_{st} = 12,054\ cm^2/m/m$

$A_s = 29,454\ cm^2/m$ ← como mínimo

$V_{Rd} = 628,4\ KN/m$

$V_{Rd,k} = 418,93\ KN/m$

Si tiene $V_k \leq 415\ KN/m$ para $z \leq -9,00m$ (= Incluye el desplazamiento de $\frac{1}{2}d$)

III) PUNZONAMIENTO EHE

Carga máxima puntal: $V_k = 1250\ KN/m$

$N_d = 1,50 \times 2,50m \times 1250\ KN/m = 4690\ KN/puntal$

Flujo máximo de punzonamiento

$\frac{T_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq f_{1cd}$ $\quad f_{1cd} = 0,30 \cdot f_{cd} = 0,30 \cdot \frac{25}{1,50} = 5,00\ MPa$

Placa de apoyo del puntal $0,75 \times 0,75 \rightarrow u_0 = 4 \times 0,75 = 3,00m$

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

Sustituyendo valores:

$\frac{4690\ KN}{3,00m \cdot 0,85m} = 1,84\ MPa < 5,00\ MPa$ ← OK!

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$b_0 = u_1$; $\quad A_\alpha = \frac{A_w}{s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$T_{sd,ef} \leq T_{cd} \cdot u_1 \cdot d$

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

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

$T_{sd,ef} = \frac{4690\ KN}{1,00m} = 4,69\ MN$

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

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

$A_{sy} = 6\Phi 25 + 6\Phi 25 + 3\Phi 25 = 73,64\ cm^2/m$ — $\rho_y = 0,007364$ ← muy del lado seguro

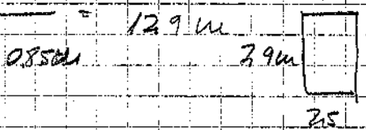
con lo cual $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,00555$

Sustituyendo valores

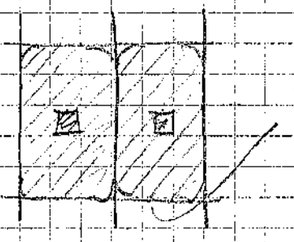
$T_{rd} = 0,12 \cdot 1,485 \left(100 \cdot 0,00555 \cdot 25\right)^{1/3} = 0,428\ MPa$

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario que u_1

cumpla $u_1 \geq \frac{T_{sd,ef}}{T_{rd} \cdot d} = \frac{4,69\ MN}{0,428\ MPa \cdot 0,85m} = 12,9\ m$



Perímetro crítico



$u_{crítico} = 8,33m$

↑ menor → tiene falta armadura de punzonamiento

Obs: Al juntar las dos superficies de rotura en una viga, el mecanismo resistente es el cortante vertical de las pantallas ☑ en el cortante está garantizado con la armadura dispuesta (aunque la descontara si hay riesgo de punzonamiento, y ese es el caso que aquí se calcula)

Dimensionamiento tomando $u_1 = 13,00m = b_0$

$\xi = 1,485$

$\rho_l = A_{sx} = \Phi 20\ @\ 0,15$ $\quad A_{sx} = 2095\ cm^2/m$ — $\rho_x = 0,002095$

$A_{sy} = 6\phi25 + 4\phi32 = 61,622\ cm^2/m$ $\quad \rho_y = 0,006162$

$\rho_e = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,003593$

$V_{cu} = [0,10 \cdot 1,45 / (100\ 0,003593\ 25)^{1/3}] \cdot 13,0 \cdot 0,85 \cdot 1,0 = 3,41\ MN$

$\rightarrow V_{su} \geq V_d - V_{cu} = 4,69 - 3,41 = 1,28\ MN$

$V_{su} = z \cdot f_{yd} \cdot A_d \cdot [\cos^{1,0}\alpha + \cot^{0,5}\theta] \cdot f_{yd} \cdot d \quad z = 0,9d$

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

$A_d \geq \dfrac{1,28\ MN}{0,765m \cdot 400\ MPa} = 41,83\ cm^2/m \div \dfrac{A_{sw}}{s}$

a) Tomando $s = 0,15$ $\rightarrow$ $A_{sw} = 6,27 cm^2$ en cada plano $\rightarrow$ $4,56 cm^2$/barra

Se cubre con la armadura dispuesta

b) Tomando $s = 0,60$ $\rightarrow$ $A_{sw} = 25,10 cm^2$ en cada plano

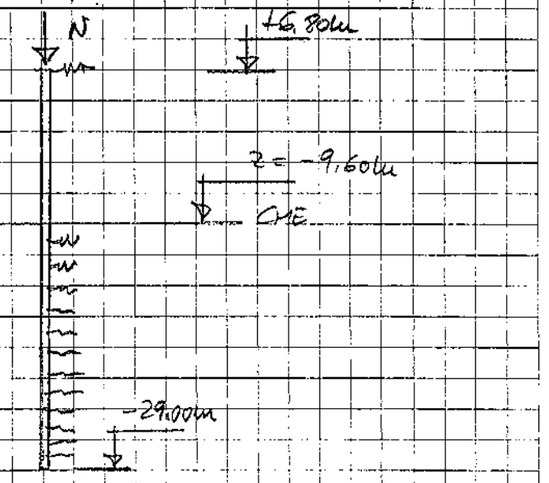
Tomando barras a 0,15m entran 5 barras en 0,60m

$\rightarrow$ $0,47 cm^2$/barra (6Ø12)

Se cubre con la armadura dispuesta

DIMENSIONAMIENTO PANTALLAS CENTRALES

Esquema estático pésimo



$z_{cantil} = -5,50m$

$CME = 9,60m$

TERRENO $\quad K_6 = 7000\ T/m^3$

Excentricidad última considerada $e_{cmin} = 0,15m$ ↑ Dentro de la pantalla desde la excavación

ACCIONES

* $N_{max,d} = 1400\ KN/m$ (apoy. del lado seguro) $N_{diseño} = 1400\ KN/m$

Carga máxima transmitida por la cubierta continua

* Desequilibrio de tierras por excavación asimétrica

(desequilibrio máximo 3,0m)

INESTABILIDAD EME: (análisis por 1,00m de longitud)

$A = 1,00 \cdot 2m$

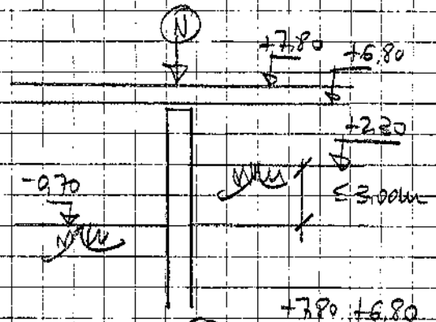
$I = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 1,0^3 = 0,0833\ m^4$

$i = \sqrt{I/A} = 0,289m$

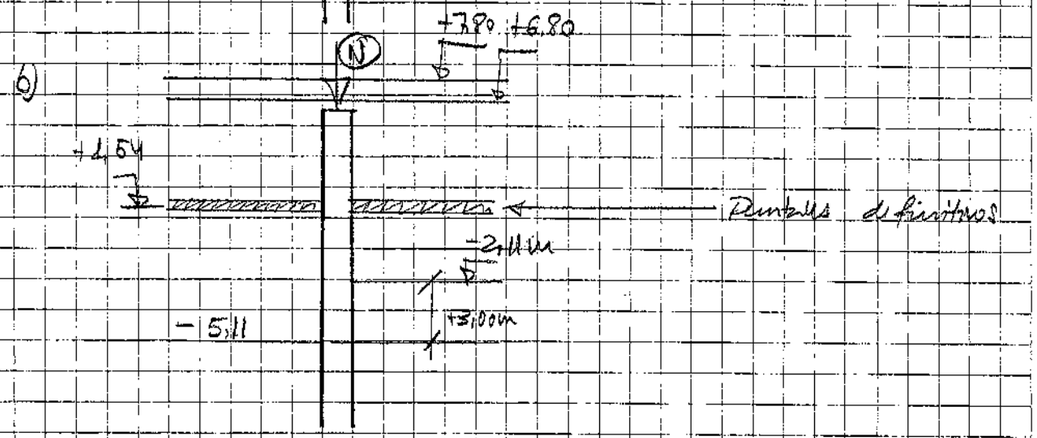
Archivo Ritz R INT.RN

Esquemas estáticos posibles:

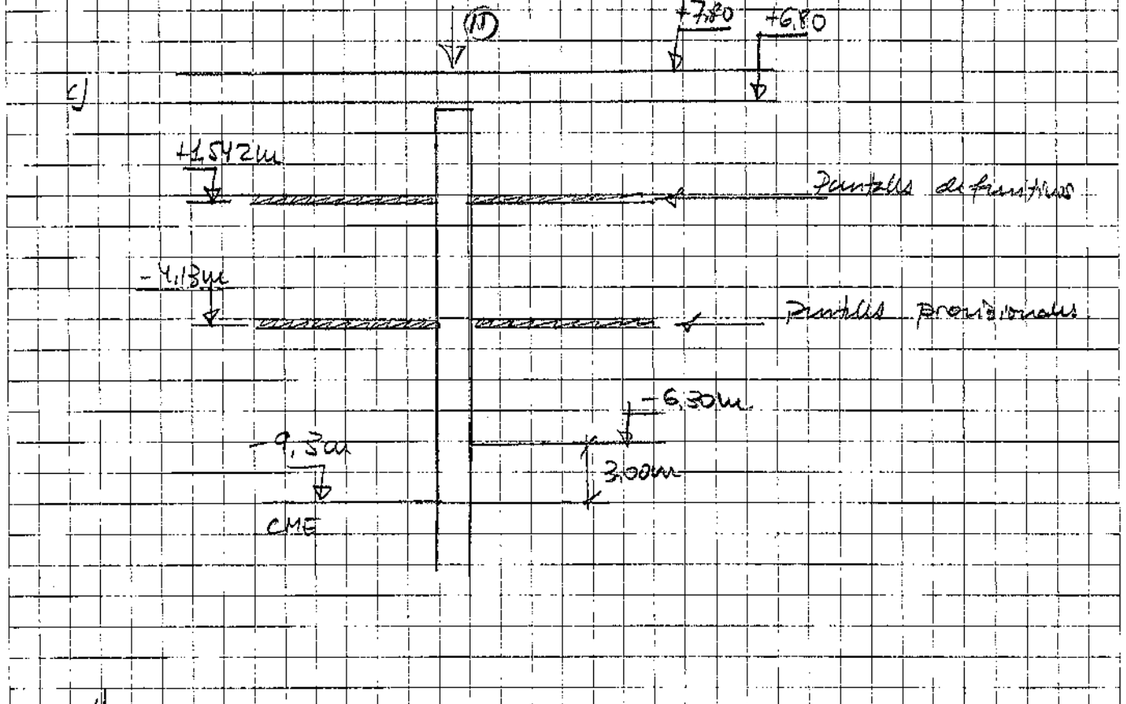
a)



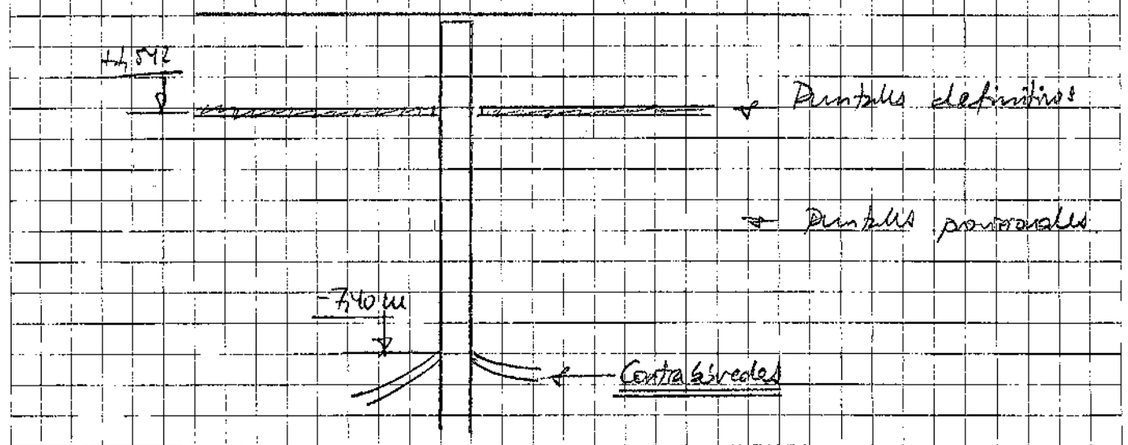
b)



c)

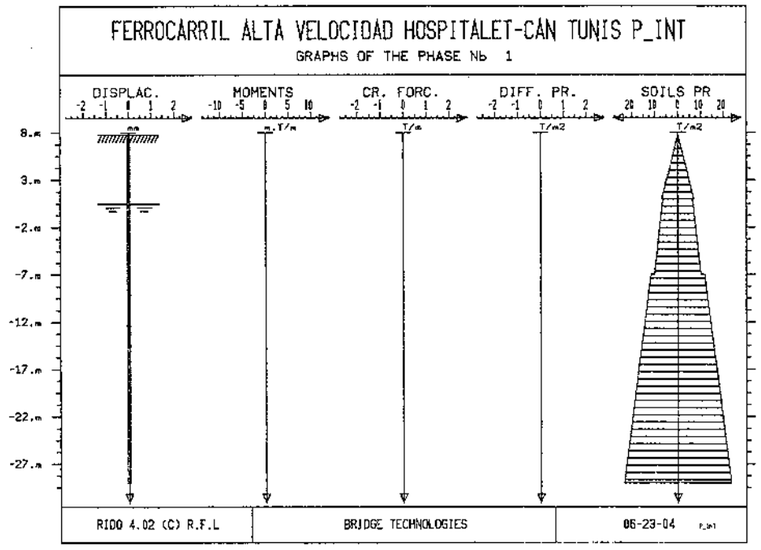


d)



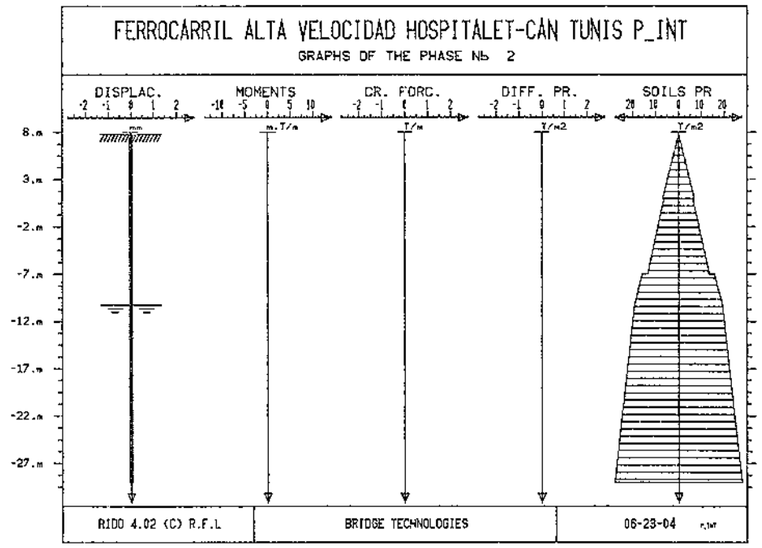
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17
PANTALLAS INTERMEDIAS ZONA ENSANCHE.

ESTADO PREVIO:



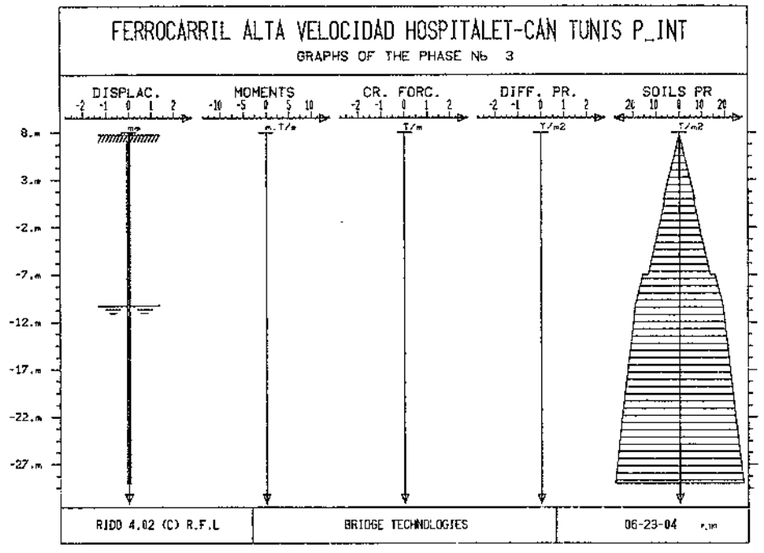
FASE 1

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



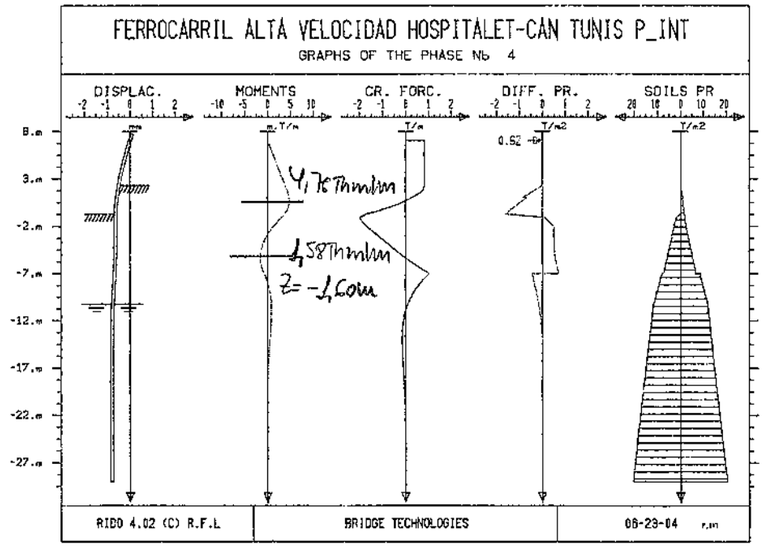
FASE 2

EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



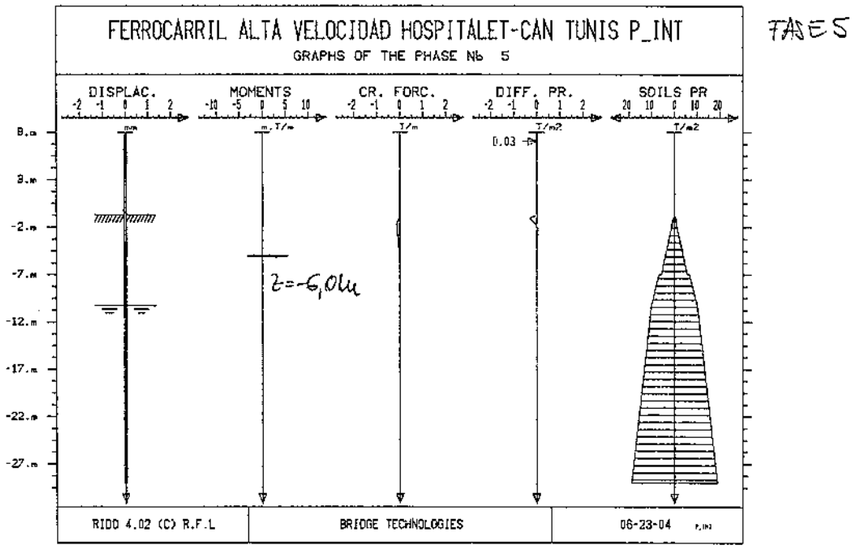
FASE 3

EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m CON DESEQUILIBRIO DE TIERRAS:

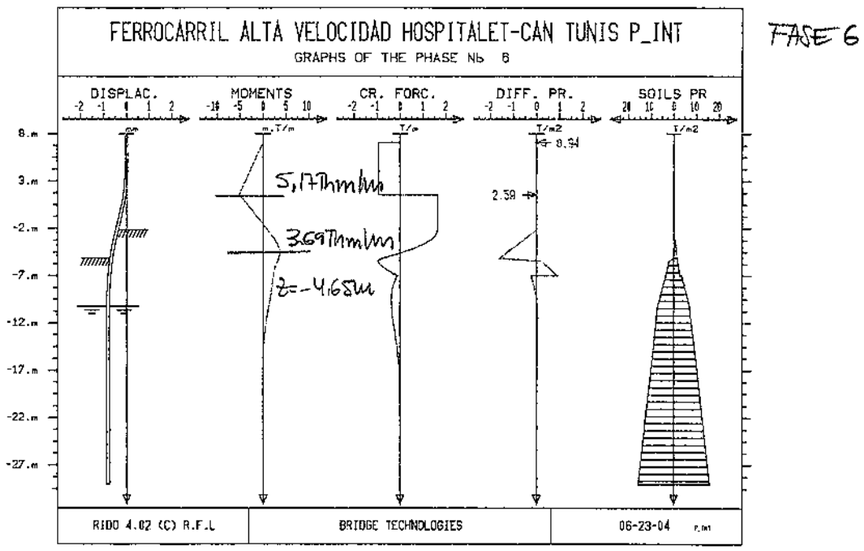


FASE 4

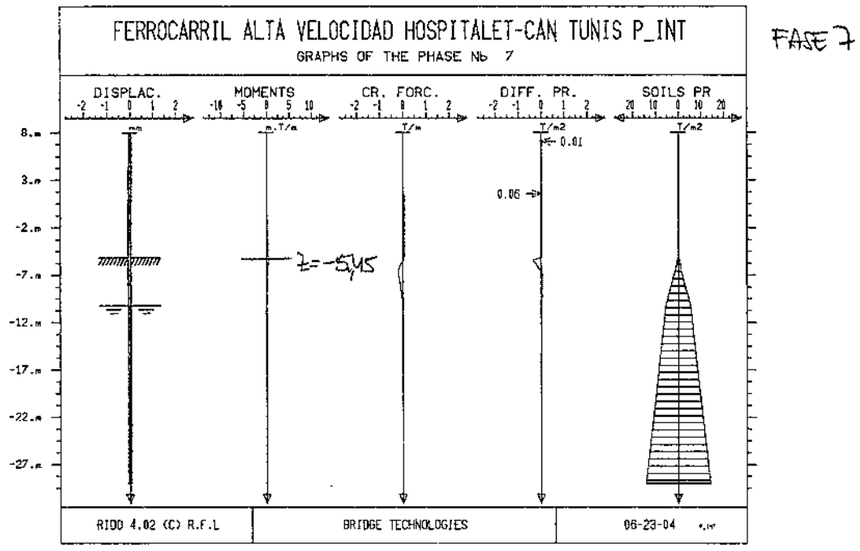
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m CON TIERRAS EQUILIBRADAS:



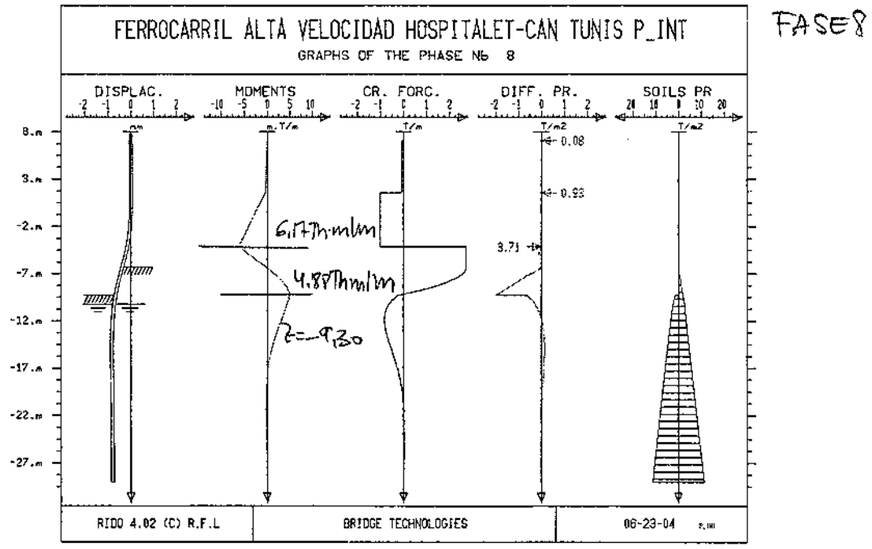
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=1.55 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-5.15, CON DESEQUILIBRIO DE TIERRAS:



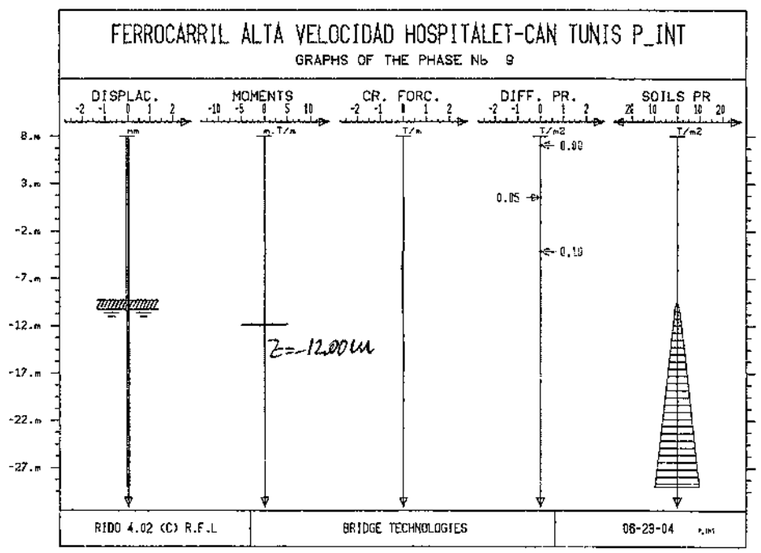
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=1.55 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-5.15, CON TIERRAS EQUILIBRADAS:



PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.15 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E, CON DESEQUILIBRIO DE TIERRAS:

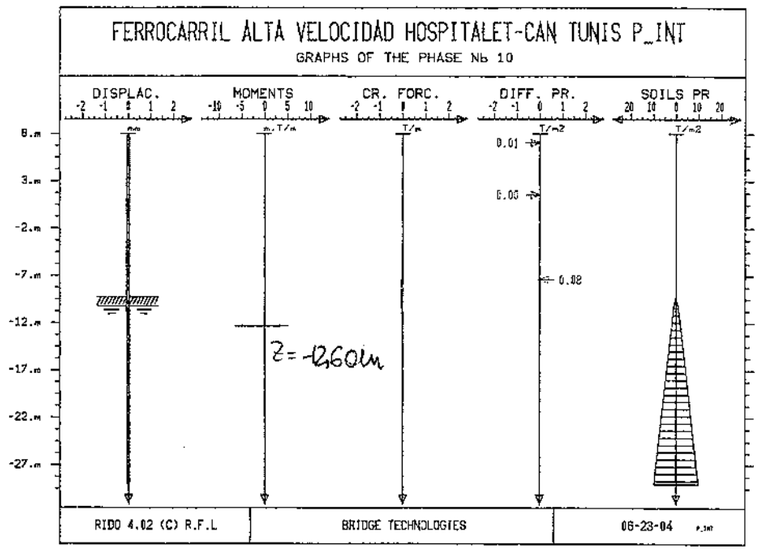


PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.15 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E, CON TIERRAS EQUILIBRADAS:



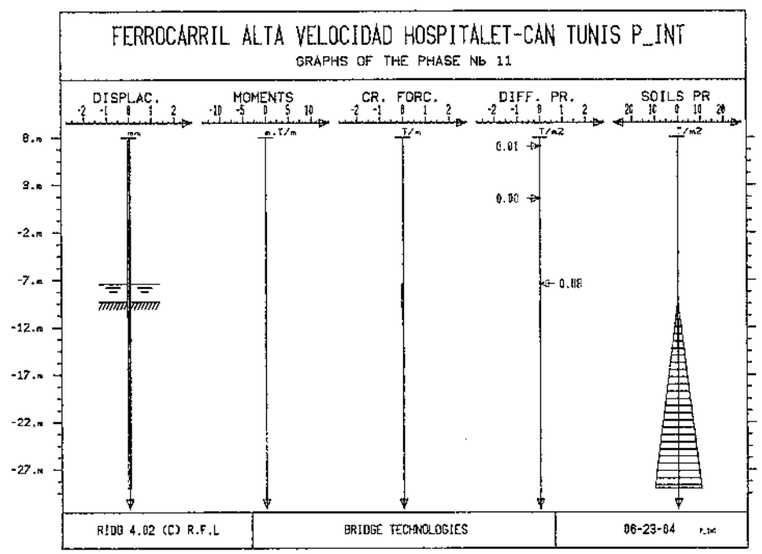
FASE 9

EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES:



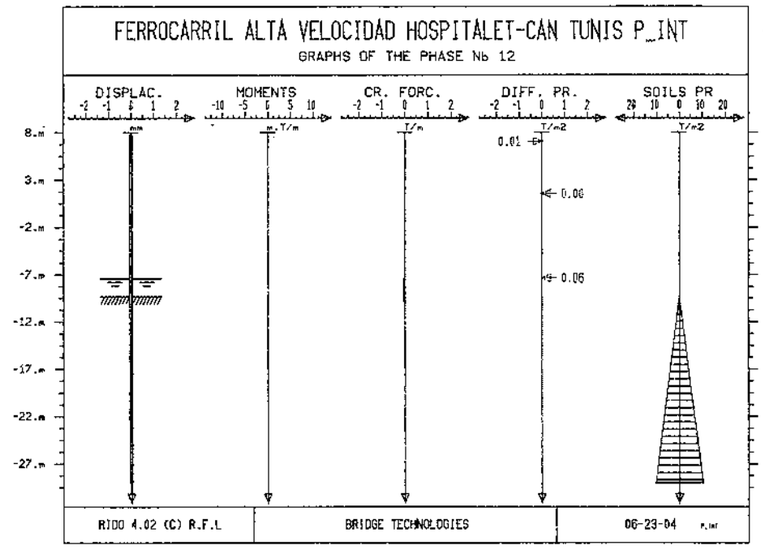
FASE 10

SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



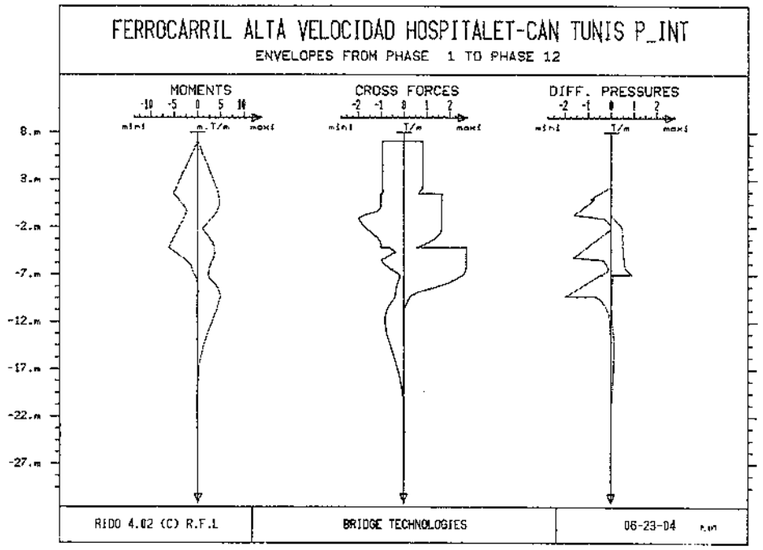
FASE 11

FLUENCIA:



FASE 12

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES SOBRE LAS PANTALLAS:



Can Tunis 23-junio-2004

Si tomamos el máximo entre interacional y trabajamos

Empotramiento

$\lambda \leq 35$

| FASE | CONSTRUCCIÓN DE PANTALLAS | | |

Se dimensionan las pantallas con una excentricidad mínima de 0,30m

$N_d = 1400$ KN/m

$m_d = 1400 \cdot 0,30 = 420$ KN·m/m

$r = 0,15$ → Dimensionamiento en programas BASIC

$A_s \geq 0$ → Cuantía mínima

Cuantía mínima para esta falsa hipótesis tras flexión:

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 204 \cdot 40 \cdot \frac{25/1,5}{500/1,15} = 15,33 cm^2/m$

4Ø25 pues en batache

A disponer 5Ø25 pues de batache

PANTALLAS INTERMEDIAS.

Carga en puntals provisionals:

$N_k = 130$ Tn/m

Como no se dispone puntal de forma permitente se aplica fuera de un puntal provisional sobre la pantalla. Dado el comportamiento superficial se considera el 50% de dicha carga (N)

$N_k = 65$ Tn/m (como acción en las pantallas)

$m_{max} = 917$ KN·m/m

$m_d = 1375,5$ KN·m/m

$A_s = 46,49 cm^2/m$

En todo el batache: 25 Ø32 / batache 5cm

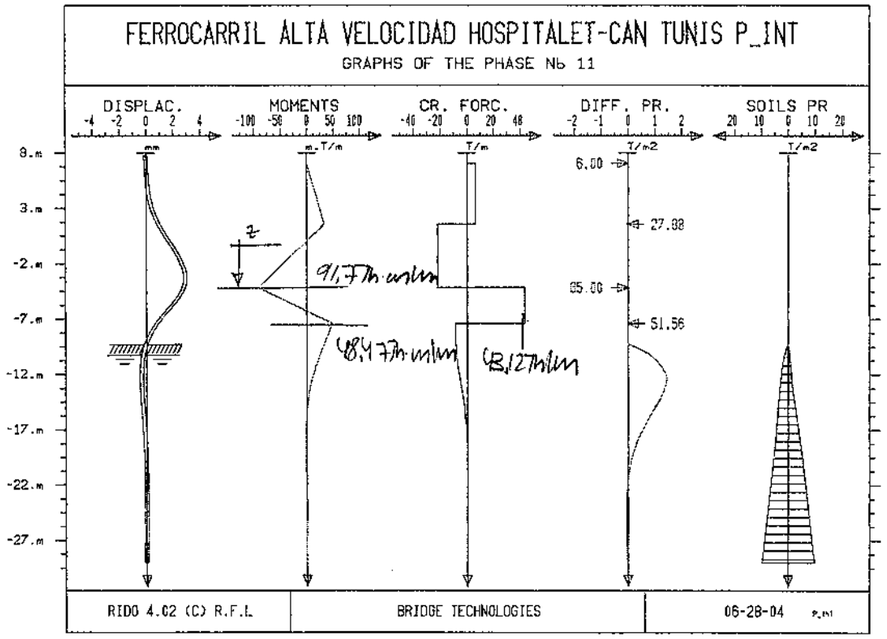
Momento último con 25Ø25 por batache (5Ø25 pues de batache)

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

$m_u = 920,30$ KN·m/m

En valor característico $m_{u,k} = 613,5$ KN·m/m

DESAPEO ASIMÉTRICO



z: A la altura del puntal provisional

Dimensionamiento a cortante

$V_d = 1,50 \cdot 43,12 T/m/m \quad V_d \approx 650 kN/m$

$A_s = 5\phi 32$ pies $= 40,21 cm^2/m$

Dimensionamiento con pretensado BASA

$A_d = 12,33 cm^2/m/m$

$\Rightarrow$ todo el tablero $A_d = 8,165 cm^2/m$

Tomando 8 cercos / pieza y planos a 0,15m $\rightarrow A_s \geq 1,156 cm^2/barra$

Se cubre con $\phi 16$

PUNZONAMIENTO EHE

Carga máxima puntales

$N_d = 1,50 \cdot 1250 kN/m \cdot 2,50 m = 4687,5 kN$ /puntal

El fuzo máximo de punzonamiento

$$\frac{F_{sd}, et}{u_0 \cdot d} \leq f_{1cd} \Rightarrow f_{1cd} = 0,30 f_{cd} = 0,30 \cdot \frac{25}{1,5} = 5,00 MPa$$

Placa apoyo puntal: $0,75 * 0,75 \rightarrow u = 3,00 m$

$d = 0,85 m$ del lado seguro

Sustituyendo valores:

$$\frac{4,687 MN}{3,0 \cdot 0,85} = 1,84 MPa < f_{1cd}$$ (OK!)

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$b_0 = u_1$; $A_{sw} = \frac{A_{sw}}{s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$V_{Rd,ef} \leq \tau_{Rd} \cdot u_1 \cdot d$

$d = 0{,}85\,m$

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

$V_{Sd,ef} = 4{,}7\,MN$

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

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

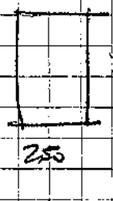
$A_{sy} = 5\phi 32\ p/m + 5\phi 32 = 80{,}42\,cm^2/m \rightarrow \rho_y = 0{,}008042$

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0{,}0058$ $\quad \boxed{\rho_l = 0{,}0058}$

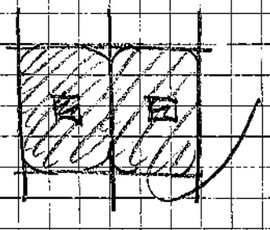
Sustituyendo valores: $\tau_{Rd} = 0{,}12 \cdot 1{,}485\,(100 \cdot 0{,}0058 \cdot 25)^{1/3} = 0{,}435\,MPa$

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario que

$u_1 \geq \frac{V_{Sd,ef}}{\tau_{Rd} \cdot d} = \frac{4{,}69\,MN}{0{,}435 \cdot 0{,}85} = 12{,}68\,m$



Perímetro crítico



$u_{crítico} = 8{,}73\,m$

como $u_1 > u_{crítico}$ → hace falta armadura de punzonamiento.

(16)

NOTE BOOK

OJO: Al juntarse las dos superficies de rotura, el mecanismo resistente es el cortante vertical de cada pantalla. El caso de cortante puede garantizarse con las armaduras dispuestas cuando a descapotada NO haya riesgo de punzonamiento y es de el caso que aquí se comprueba)

Sin punzonamiento tomando $u_1 = 12{,}50\,m = b_0$

$\xi = 1{,}485$

ρ_x: $A_{sx} = \phi 20\ a\ 0{,}15 = 20{,}95\,cm^2/m \rightarrow \rho_x = 0{,}002095$

ρ_y: $A_{sy} = 5\phi 32\ p/m = 40{,}21\,cm^2/m \rightarrow \rho_y = 0{,}004021$

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0{,}002902$

$V_{Rd} = [0{,}10 \cdot 1{,}485\,(100 \cdot 0{,}002902 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 12{,}50 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}00 = 3{,}055\,MN/m$

$V_{Sd} \geq V_d - V_{Rd} = 4{,}69 - 3{,}06 = 1{,}64\,MN$

$V_{Sd} = z \cdot \sin\alpha\,(\cot g\,\alpha + \cot g\,\theta) \cdot f_{yd} \cdot A_{sw}$ $\qquad z = 0{,}9\,d$

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

$A_{sw} = \frac{V_{Sd}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{1{,}64}{0{,}765 \cdot 400} = 53{,}6\,cm^2/m = \frac{A_{sw}}{s}$

a) Tomando $s = 0{,}15$ → $A_{sw} = 8{,}04\,cm^2$ en cada plano

→ $2\,\phi 16\,cm^2/barra$ ← Si cubre con la armadura dispuesta

b) Tomando $s = 0{,}60$ → $A_{sw} = 32{,}16\,cm^2$ en cada plano

Tomando barras a 0,15 m. en 7,70 m entran 51 barras

→ $A_s = 0{,}63\,cm^2/barra$ ← Si cumple sobradamente.

⊕

NOTE BOOK

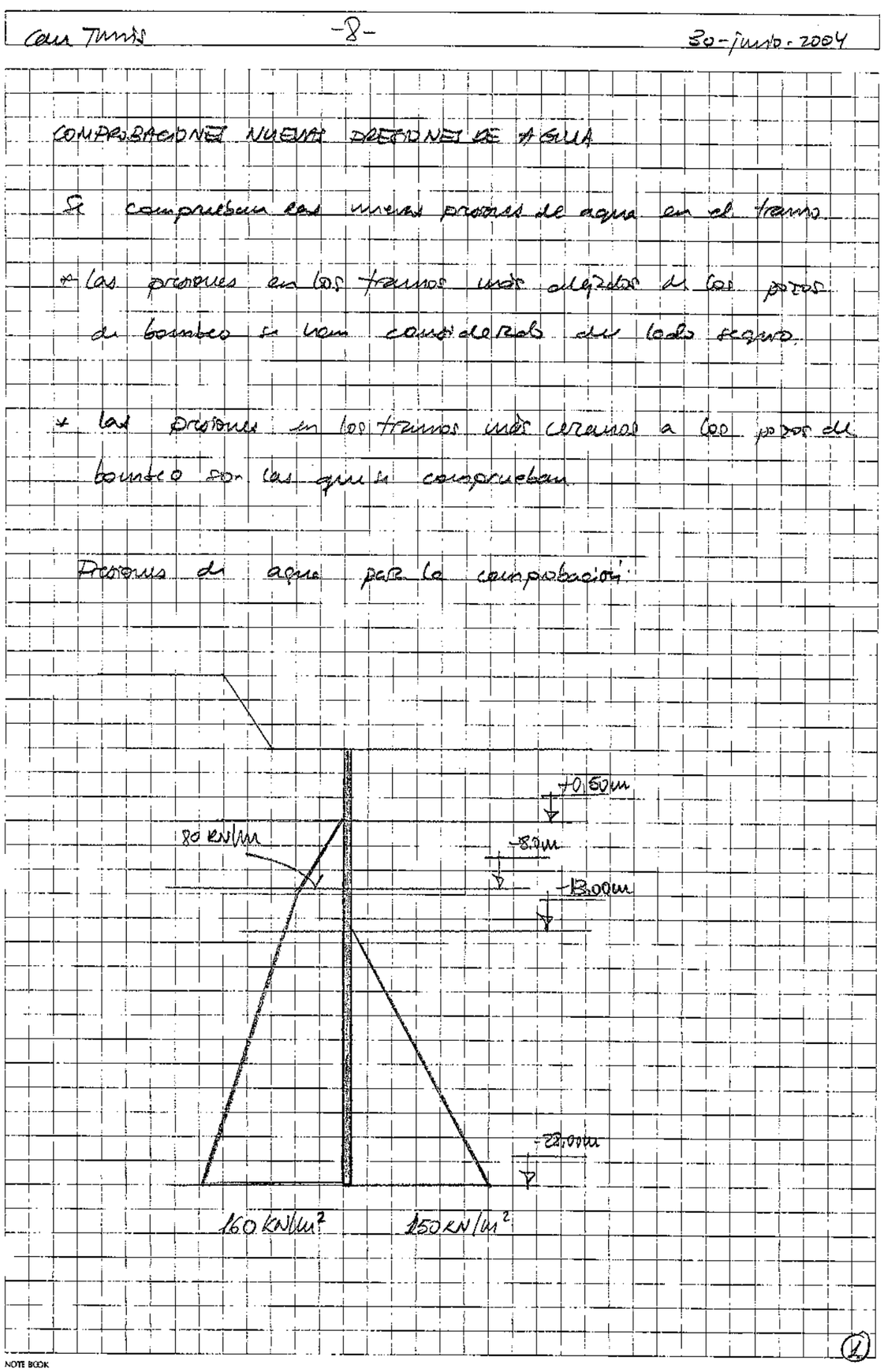
COMPROBACIÓN NUEVA RED DE AGUA

Se comprueban las nuevas presiones de agua en el tramo.

* Las presiones en los tramos más alejados de los pozos de bombeo se han considerado del lado seguro.

* Las presiones en los tramos más cercanos a los pozos de bombeo son las que se comprueban.

Presiones de agua para la comprobación:



NOTE BOOK

Se comprueba el más desfavorable de los dos alineamientos.

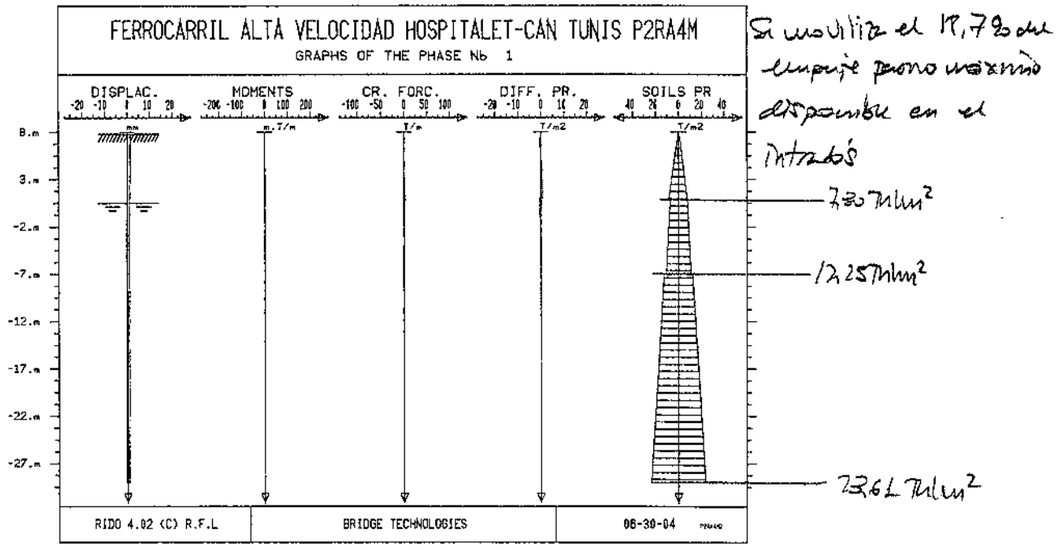
Archivo P2RA4M2.RD Sección en PK 706+528,55

Los esfuerzos considerados son del lado seguro en este caso.

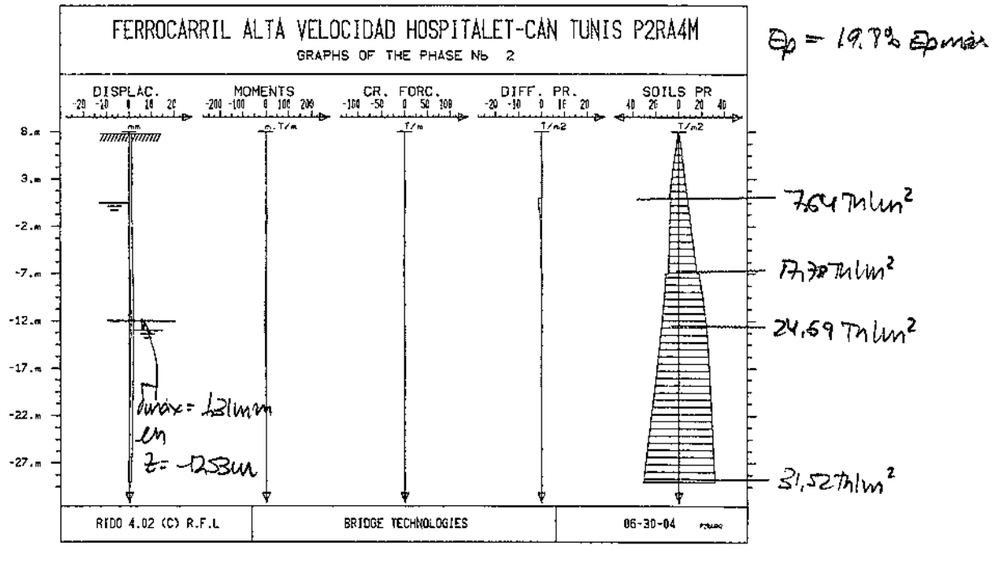
NOTE BOOK

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 4 (Ep < 70% Ep máx) SECCIÓN FINAL 706+538.6 COMPROBACIONES DE LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA EN LAS PROXIMIDADES DE LOS POZOS DE BOMBEO

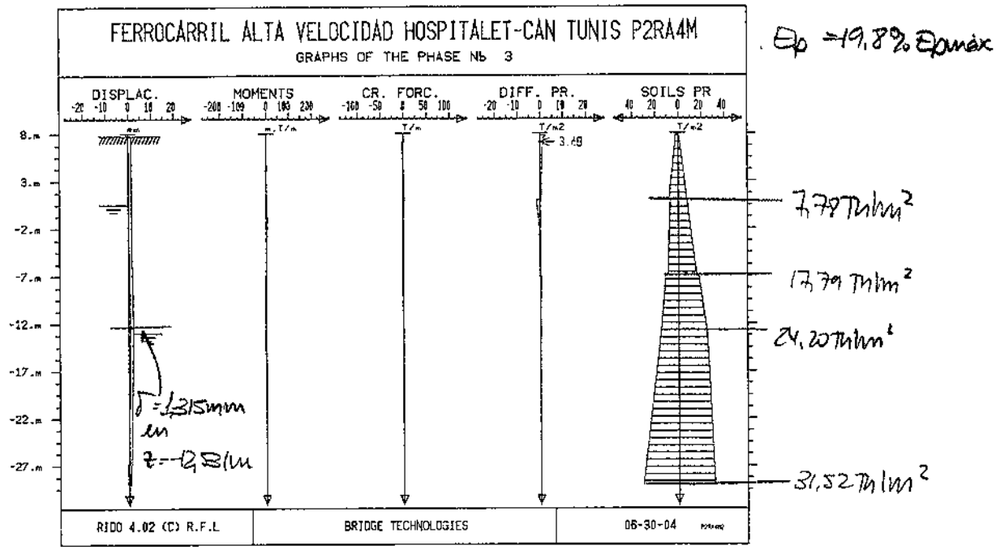
ESTADO PREVIO:



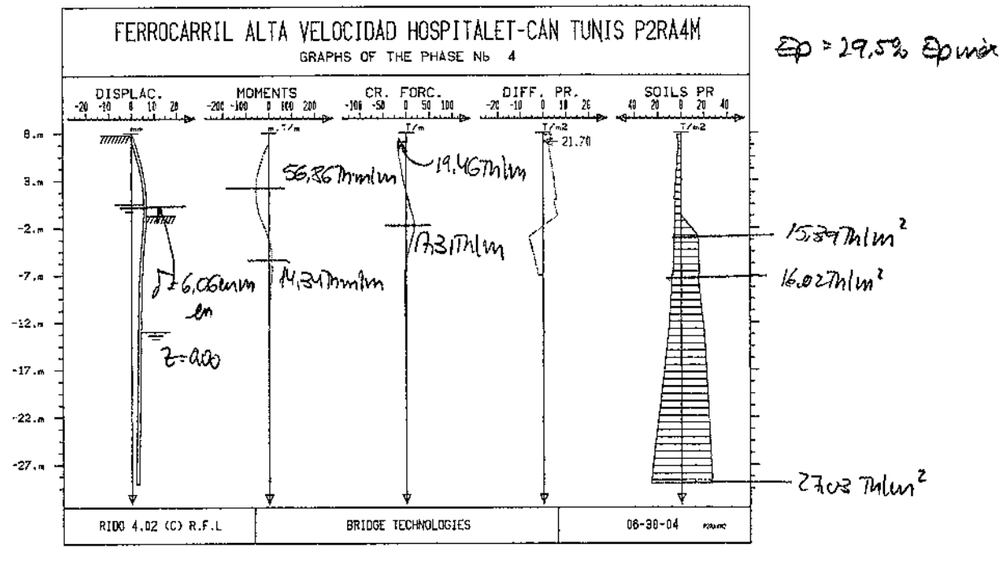
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



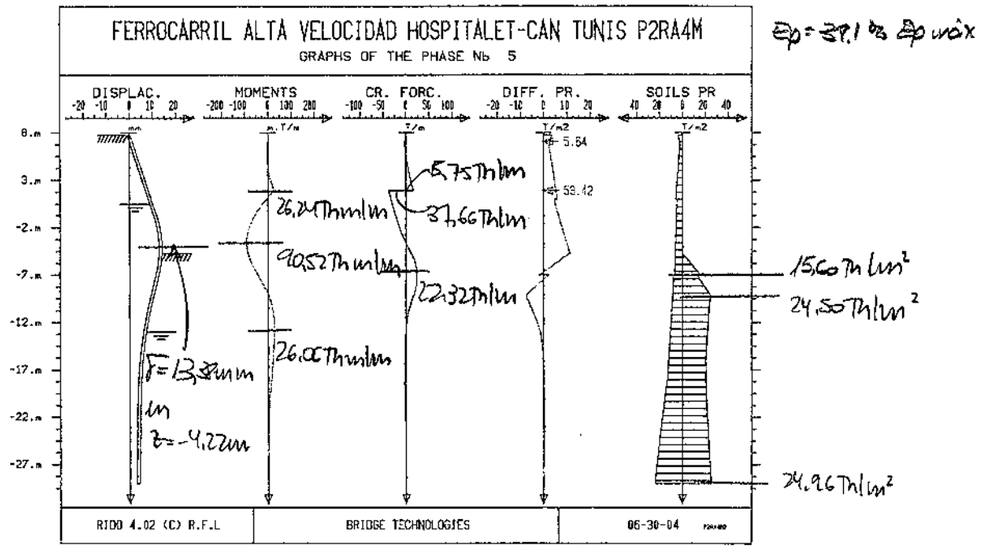
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



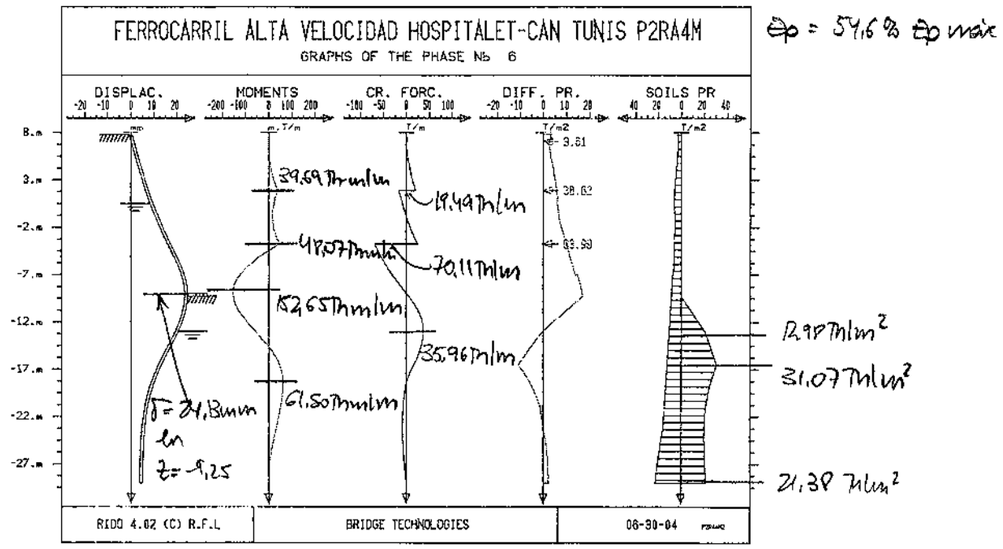
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:



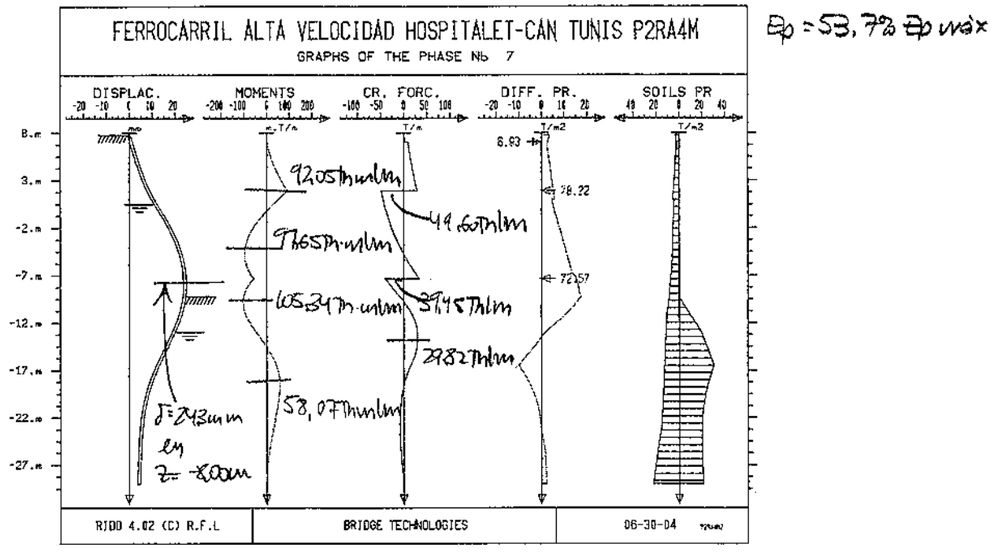
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+1.90 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.70:



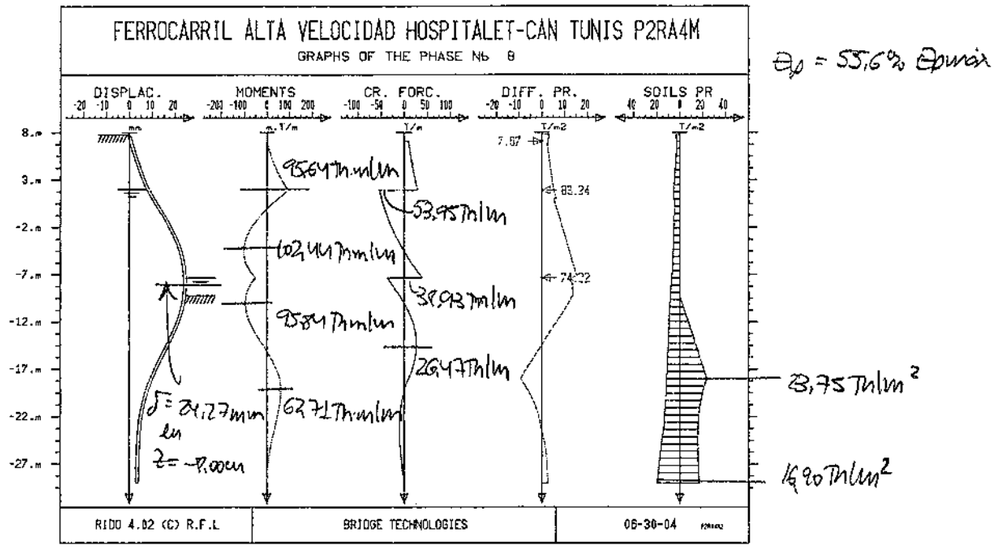
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.74 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



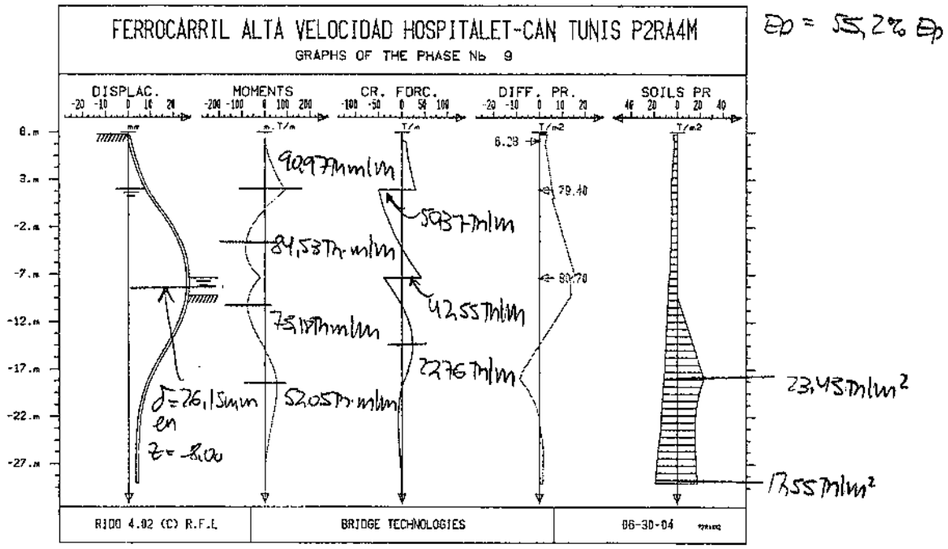
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



SUBIDA DEL NF:

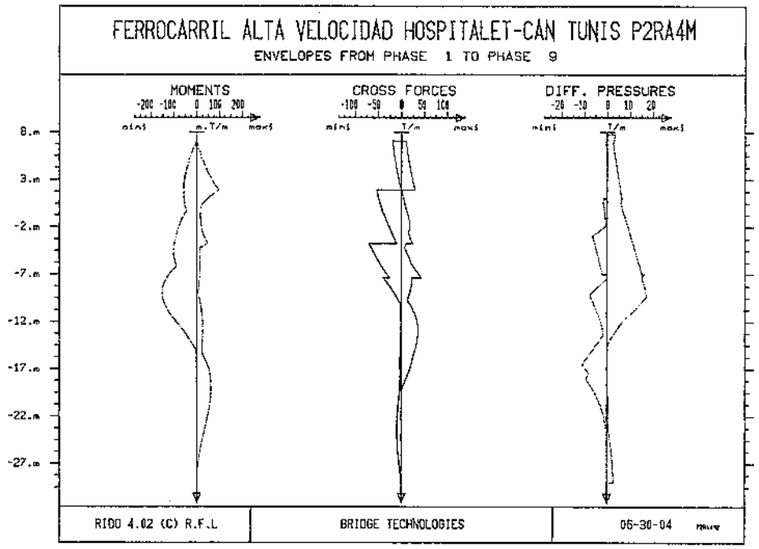


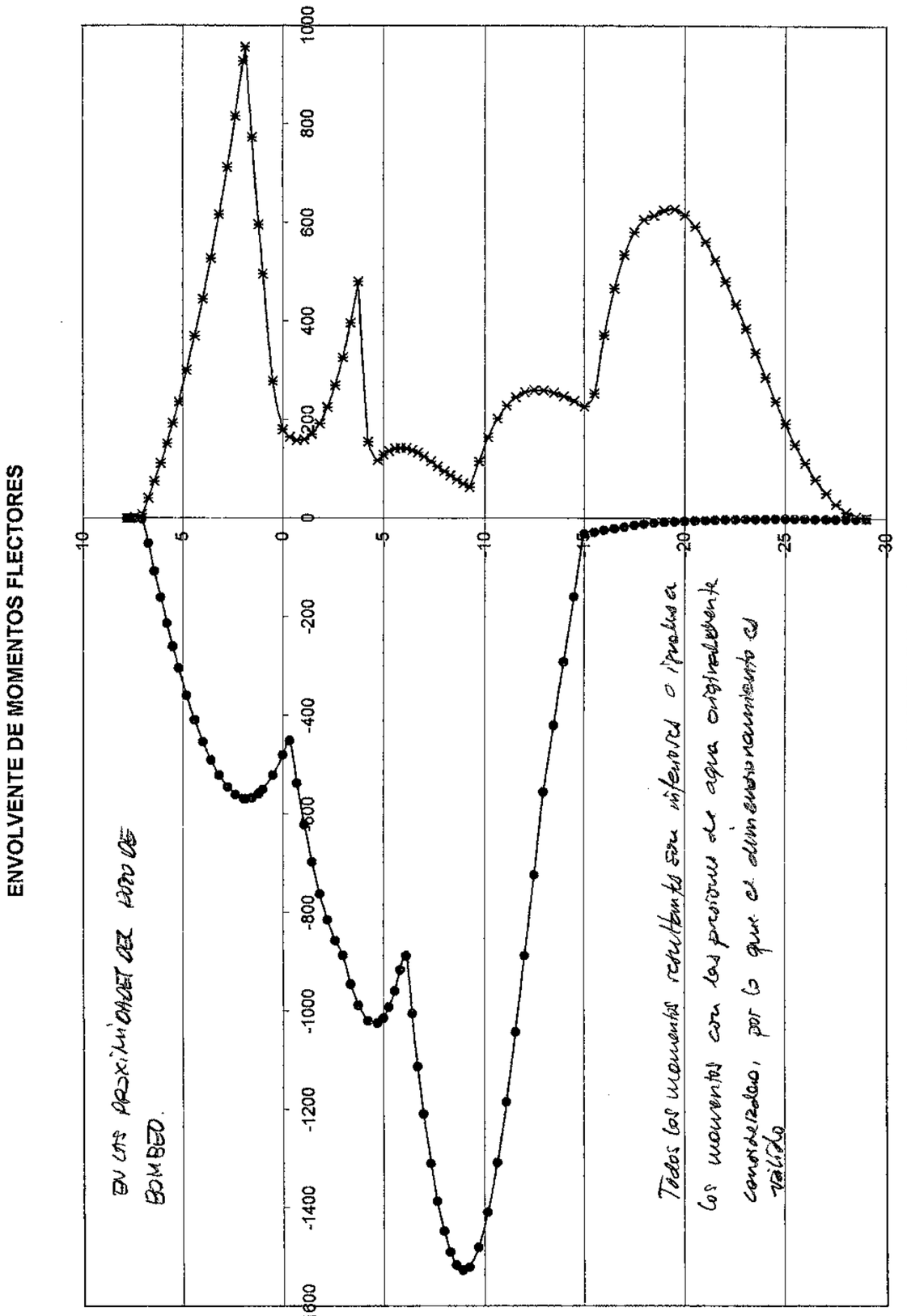
FLUENCIA:

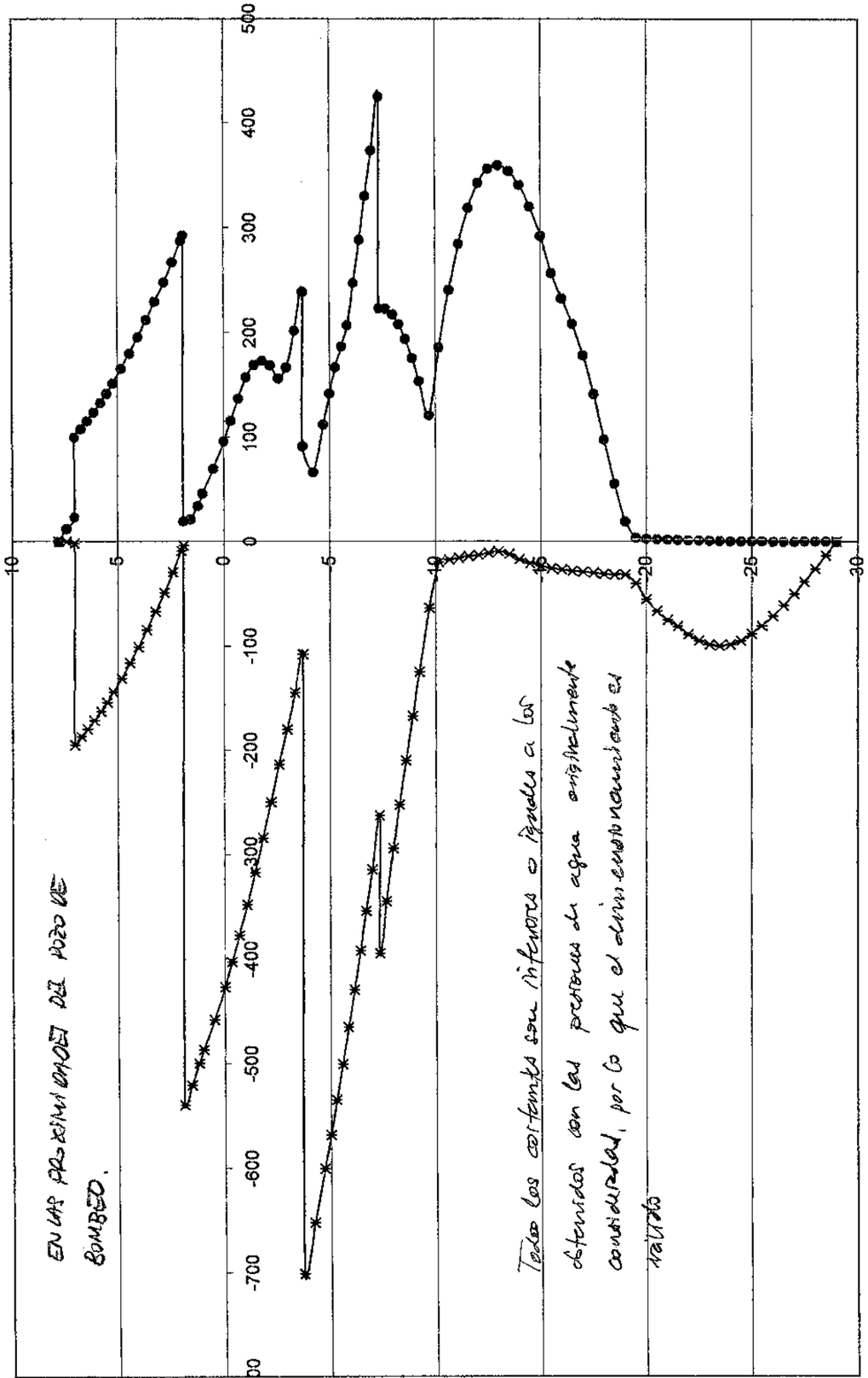


Ep = 55,2% Ep max

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:







DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DEL TERRENO Y CARTOGRÁFICA

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de Catalunya

Jordi Girona 1-3 C Edificio D2
08034 Barcelona
Tel. (93) 401-68.90 C Fax (93) 401-72.51

DESTINATARIO:	ANTONIO LLAMOSAS		
Dirección:	UTE		
Fax:	93-263 39 86	Teléfono:	
Remitente:	JESUS CARRERA		
		Teléfono:	
Fecha:		Número de páginas *(incluyendo esta)*:	

MENSAJE:

Querido Tomás:

Adjunto te envío el borrador de la nota técnica no dudes en llamarme si tienes algún problema

Un abrazo

JESUS CARRERA

NOTA TECNICA SOBRE LAS PRESIONES DE AGUA SOBRE LAS PANTALLAS ENTRE LOS PUNTOS KILOMETRICOS PK 706+460 Y PK 706+600 DE LA LINEA DE TREN DE ALTA VELOCIDAD (TRAMO HOSPITALET – CAN TUNIS)

OBJETIVO

El objetivo de esta nota es presentar los perfiles de presión que cabe esperar en la zona del "pantalón". Estos perfiles son distintos de los derivados en informes anteriores (UPC, 2004) porque al crecer bajo la Autopista de Castelldefels y al aumentar la distancia entre pantallas, hacen imposible mantener la distancia de 25 m entre sangradoras que se propuso en mencionado informe

METODO

El método seguido ha sido el mismo que el del informe anterior, pero aumentando la distancia máxima a una sangradora a 25 m. En estas condiciones, el alcance del efecto drenante de la sangradora es menor y apenas alcanza

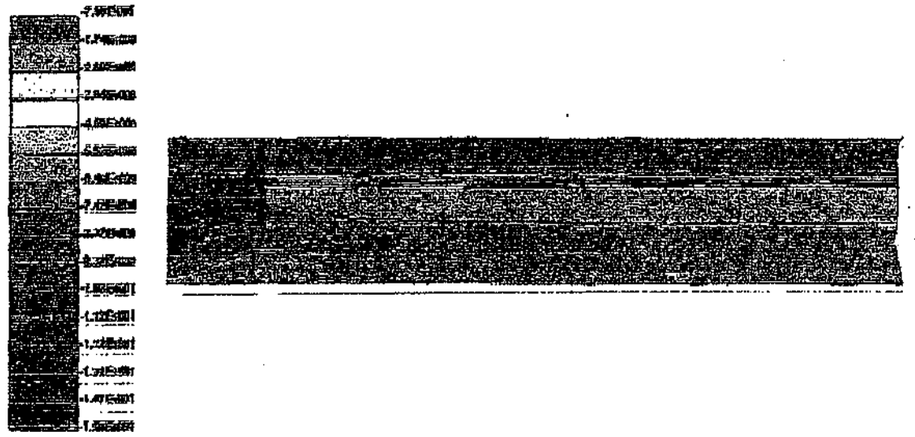


Figura 4

ASUNTO: HOJA FECHA

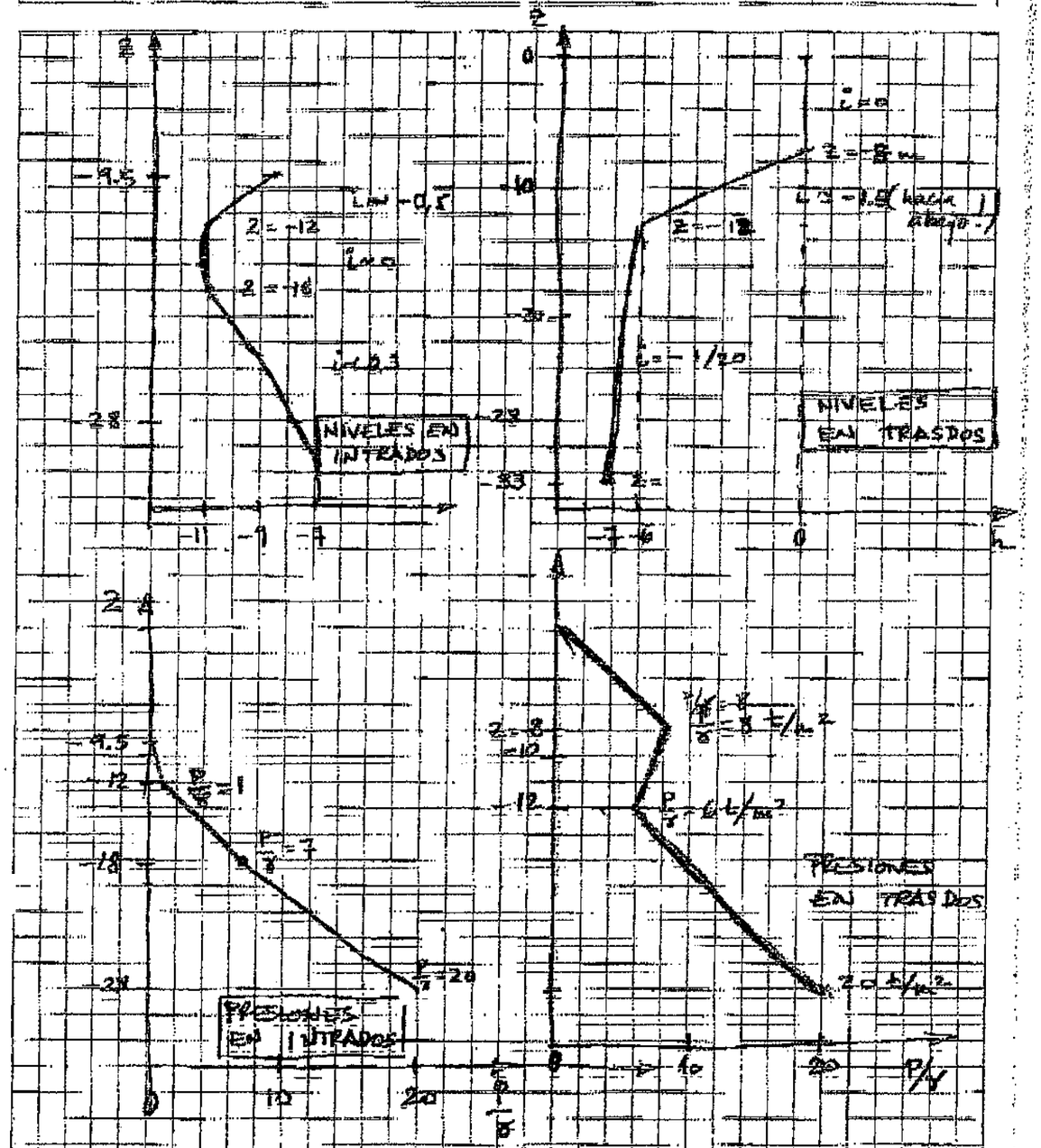


Figura 3: Niveles (arriba) y presiones (abajo) en trasdós (derecha) e intradós (izquierda) de la pantalla, más alejada de los empotramientos.

ASUNTO: HOJA FECHA

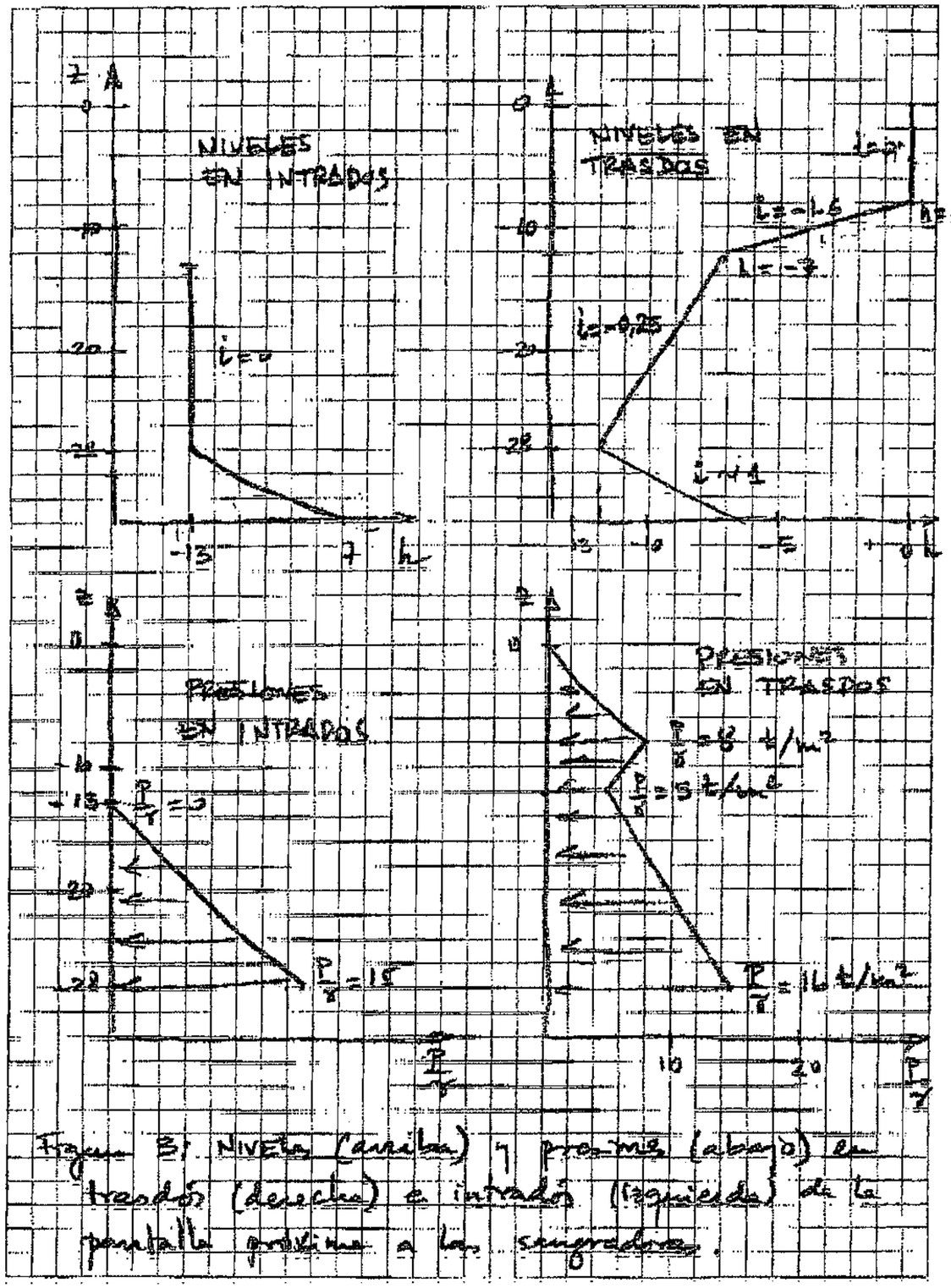


Figura 3: Niveles (arriba) y presiones (abajo) en trasdós (derecha) e intradós (izquierda) de la pantalla próximas a los empotramientos.

CRUCE 2-17

FASE: 2; 2A y 3B

CUBIERTA

FASE 2

Se diferencian 2 tramos: → Tramo destinado entre pantallas exteriores (tramo A)

→ Tramo continuo entre pantallas exteriores y pantalla central (tramo B)

TRAMO (A)

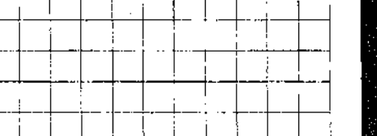
$L_c = 24.60m$; canto total: 1,75m

ACCIONES:

* Peso propio:	$g_1 = 43,75$ KN/m	$q_k = 72,75$ kN/m ← Comb. frecuente
* Peso tierras:	$g_t = 24$ KN/m	$q_k = 69,75$ kN/m ← Cuasipermanente
* Sc uso:	$q = 10$ KN/m	$q_d = 110,06$ kN/m ← ELU

DIMENSIONAMIENTO: FLEXIÓN

$$M_{Ed} = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{110,1 \times 24,6^2}{8} = 8328,5 \text{ KN.m/m}$$



$r = 0,13m$ ← Tomando 5 capas Φ32

↑ Recubrimiento mecánico

$A_s \geq 146,8 cm^2$ → 18 Φ32 2 capas 8 Φ32 / capa + 4 Φ25 (2 por esq.)

$A_{s,disp} = 148,31 cm^2/m$ / $M_{Rd} = 8979$ KN.m/m

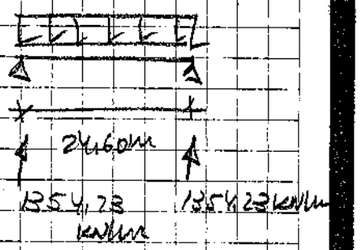
$x = 0,351 d$ ← Fallo dúctil ($\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$) (1)

Momento último con 14 ϕ32

$A_s = 112,59\ cm^2/m$

$r = 0,098m$ (≈ 010) ← (Recubrimiento necesario)

$110,1\ kN/m$



$m_d = 7231,61\ kNm/m$

Se tiene $m_d \leq 7230\ kNm/m$ para $x \leq$

$55,05x^2 - 1354,23x + 7230 = 0$

$\rightarrow x \leq 7,83m$

A partir de este pto anclaje + decalaje de los ϕ32, que deben llegar hasta

$x = 7,83m - \underbrace{1,50}_{d} - \underbrace{1,75}_{d} = 4,58m$ del eje del apoyo.

Las barras deben medir $24,6 - 2 \times 4,58 = 15,44m$ ($< 16,0m$) (OK!)

CORTANTE

$V_d = 110,1 \cdot \left(\frac{24,6}{2} - \underbrace{0,50}_{h/2} - \underbrace{1,60}_{d}\right) = 1123,02\ kN/m$ ← A 1 canto útil del borde del apoyo directo

Espesor pantallas

$A_s = 144,756\ cm^2/m$ ($r = 0,13m$)

$A_d = 8,99\ cm^2/m/m$ ← Se cubre con planos a 0,30 de 2cϕ16 pasd.

NOTE BOOK

CUANTÍAS MÍNIMAS EHE

Cuantías mínimas geométricas

como losa: 1,8‰

$A_s = 1,75\ cm^2/m \rightarrow A_s \geq 1,75 \frac{1,8}{1000} 10^4\ cm^2/m^2 = 31,5 cm^2/m$

$A_s \geq 15,75\ cm^2/m$ en cada cara → ϕ25 a 0,30

Para cuyo fallo hacia tras la flexión:

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1,75 \cdot \frac{25/1,5}{434,8} = 26,8 cm^2/m$

(Cuantía de reglamento)

Para pasar la capacidad mecánica de las armaduras fuera del cerco al interior del cerco $A_s = 20\phi32 = 16,084\ cm^2$

$A_s = 8,042\ cm^2$ a cada lado

$U = A_s \cdot f_{yd} = 8,042 \cdot 434,8\ MPa = 0,350\ MN$ (Transformar a Mn/m)

$S_d = \frac{0,350\ MN}{24,6/2\ m} = 0,0284\ MN/m$ (← Muy bajo)

+ tratamiento por compresión obtenemos $S_{u1} = 0,5\ f_{cd}\ h_s$

$f_{cd} = 0,40\ f_{cd} = 0,40 \frac{25}{1,5} = 6,67\ MPa$

$S_{u1} = 0,50 \cdot 6,67\ MPa \cdot 0,22\ m = 0,70\ MN/m \gg S_d$ (OK!)

+ tratamiento armadura transversal

$S_{d1} = A_p \cdot f_{yd} \rightarrow A_p \geq \frac{0,028\ MN/m}{400\ MPa} = 0,7 cm^2/m$ ← se cumple sobradamente

NOTE BOOK

CUBIERTA FASE 2 ZONA (R)

Lc = 12,5 + 12,5 Tramo inicial

Le = 13,20 + 13,20 Tramo final h = 1,50m

ACCIONES (por m de longitud, en tramo)

* Peso Propio: g_1 = 37,5 kN/m
* Peso tierras: g_2 = 24,0 kN/m
* Sc uso: q = 10 kN/m

q_k = 66,5 kN/m ← Combinación frecuente

q_k = 63,5 kN/m ← Combinación cuasipermanente

q_d = 101,625 kN/m ← ELU

DIMENSIONAMIENTO



* Momento máximo positivo:

$M_d = (1,35 \cdot 37,5 + 1,50 \cdot 24) \cdot 13,2^2 / 10 + 0,096 \cdot (1,50 \cdot 10) \cdot 13,2^2 / 10 = 1435$ kN·m/m

r = 0,10m ← Recubrimiento mecánico (2 capas Φ25)

Dimensionamiento programas BASIC

$A_s \geq 24,9$ cm²/m → 6 Φ25 p/m

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 150 \text{ m}^2 \cdot \frac{25 \text{ MPa}/1,5}{500 \text{ MPa}/1,15} = 230$ cm²/m ← a cumplir

* Momento máximo negativo

$M_d = 0,125 \, q_d \cdot l^2 = 0,125 \cdot 101,625 \cdot 13,20^2 = 2213,4$ kN·m/m

r = 0,07 ← Recubrimiento mecánico (1 capa Φ25)

Dimensionamiento con programas BASIC

$A_s \geq 38,6$ cm²/m → 8 Φ 25 (Se disponen en 1 capa)

El armado de negativos se lleva hasta 3,70m del eje del apoyo, a partir de este pto → anclaje + solapo de los Φ25, que deben llegar hasta 3,20 + 1,30 + 1,50 = 6,00 del eje de apoyo

CORTANTE:

V_d = 685,8 kN/m

A_s = 29,45 cm²/m (r = 0,07m) ← 1 capa Φ25

A_d = 6,92 cm²/m/m ← 8 cercos con planos = 0,80 m 2cΦ10 p/m

(A_d = 10,47 cm²/m/m)

$A_{d,min}$ = 8,33 cm²/m/m

← Debe disponerse $A_{d,min}$

CUANTIAS MINIMAS

a) Para evitar fallo frágil tras fisuración $A_s \geq 23,00$ cm²/m

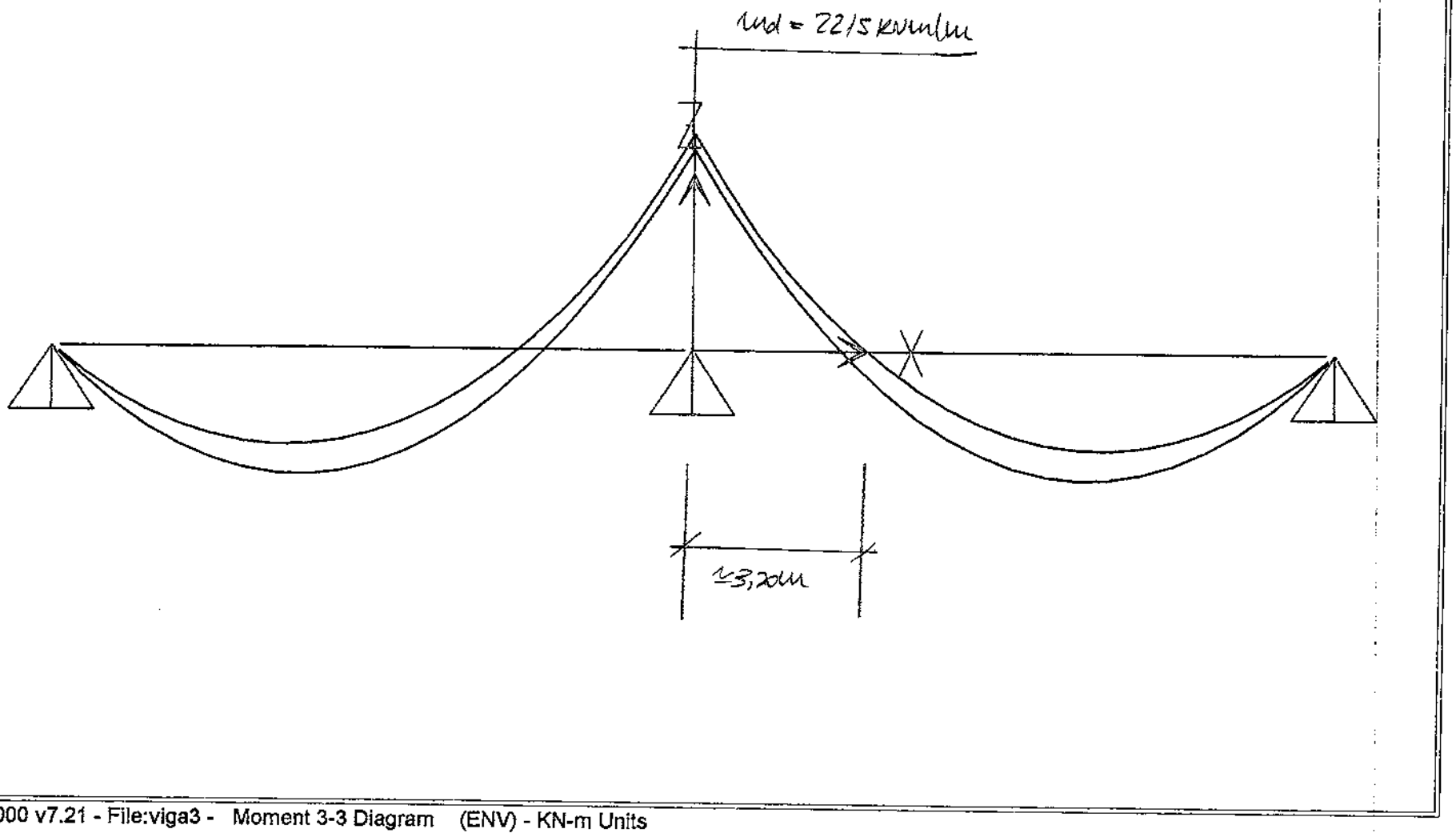
(ver hoja anterior)

b) Cuantía mínima geométrica ELU

Como losa $\ell \geq 1,8‰$

A_c = 1,50 m²

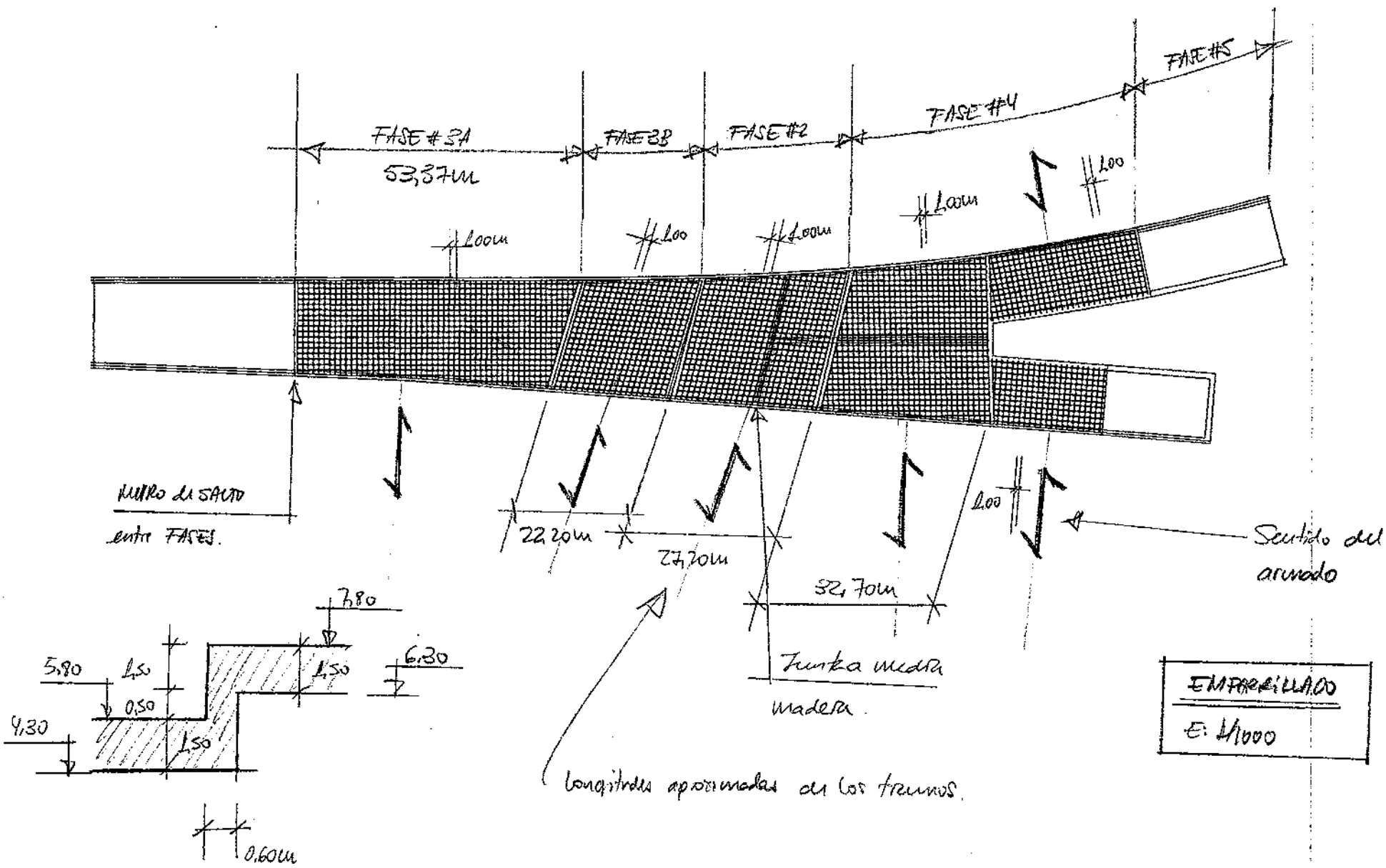
$A_s \geq 27,0$ cm²/m → 13,5 cm²/m en cada cara (+ 8 cercos con Φ25 a 0,20)



SAP2000 v7.21 - File:viga3 - Moment 3-3 Diagram (ENV) - KN-m Units

(3)

17-junio-2004



Cau Tunis 16-Junio-2004

CUBIERTA TRAMO CRUCE B-17

FASES 2; 3A y 3B

GEOMETRIA — Croquis adjunto

MATERIALES:

Se materializa la cubierta en hormigón armado HA-25

$f_{ck} = 25 MPa$

$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} = 27264 MPa$

Acero pasivo B-500S — $f_{yk} = 500 MPa$; $f_{yd} = 434,8 MPa$

ACCIONES:

* Pes propi
* Pes fixes
* Pes paviments
* Trafic ← q+Q

NOTE BOOK

Cau Tunis 17-Junio-2004

DISCRETITZACIÓN:

Si desarrolla con emparrillado con barras cada 1,0m tal y como se muestra en la figura adjunta

BARRAS:

* losa

b/e = 1,50 → β = 0,196



$A = 1,50 m^2$

$I_{33} = \frac{1}{12} 1,5^3 \cdot 1 = 0,28125 m^4$

$J = 0,5625 m^4$

$I_{22} = \frac{1}{12} 1,5 \cdot 1^3 = 0,125 m^4$

* Muro

b/e = 6,00 → β = 0,299



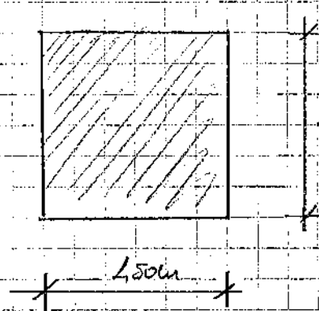
$A = 2,1 m^2$

$I_{33} = \frac{1}{12} 0,6 \cdot 3,5^3 = 2,144 m^4$

$J = 0,299 \cdot 3,5 \cdot 0,6^3 = 0,226 m^4$

$I_{22} = \frac{1}{12} 3,5 \cdot 0,6^3 = 0,063 m^4$

* NERVIOS:



$A = 2,25 m^2$

$I_{33} = I_{22} = \frac{1}{12} 1,5^4 = 0,422 m^4$

$J = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,5 \cdot 1,5^3 = 0,844 m^4$

NOTE BOOK

CARGAS

a) PESO PROPIO ... se aplica en las barras longitudinales (las en flexión)

b) Peso tierras: $h = 1{,}20\,m$ $\gamma = 20\,kN/m^3$

$q_{tierras} = 1{,}20\,m \cdot 1{,}00\,m \cdot 20\,kN/m^3 = 24\,kN/m$

Integro

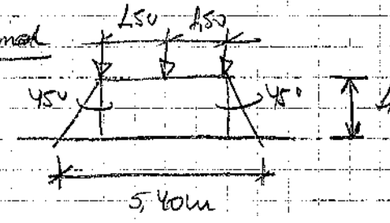
c) Pavimento: $e = 0{,}15\,m$ $\gamma = 23\,kN/m^3$

$q_{firme} = 0{,}15\,m \cdot 1{,}0\,m \cdot 23\,kN/m^3 = 3{,}5\,kN/m$

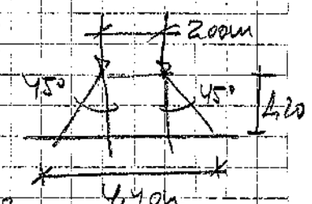
d) Tráfico: $q = 4{,}0\,kN/m^2 \rightarrow 4{,}0\,kN/m$

Carro: $Q = 600\,kN$

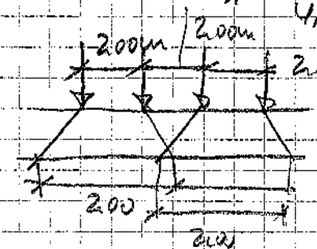
Longitudinal



Transversal



Dos cuando hay dos carriles:



* Hay un espacio de 0,40m

Se pueden introducir 2 carros cada 24,00m de tablero

Se asume la sobrecarga de tráfico total ($q \cdot Q$) como una sobrecarga uniformemente repartida de $20\,kN/m^2$

El efecto global es del lado seguro, y los efectos locales no son importantes en una cubierta maciza como ésta

* CONTROL DE REACCIONES

+ g_L: PESO PROPIO $R_{SAP} = 127821.8\,kN$

Area cubierta: $A = 3462.7\,m^2$, $h = 1.50\,m$ $\Rightarrow V = 5194.05\,m^3$

$g_L = 5194.05\,m^3 \cdot 25\,kN/m^3 = 129851.25\,kN$

$\varepsilon = \dfrac{127821.8}{129851.25} = 0984$ (98.4%) ($\varepsilon = 1{,}56\%$)

Corrección: $\gamma_{g_L}^{adicional} = 1.016$

* Peso tierras:

$A = 3462.7\,m^2$, $q_{tierras} = 24\,kN/m^2$ $\Rightarrow R_{tierras} = 83105\,kN$

$R_{SAP} = 81641.6\,kN$

$\varepsilon = \dfrac{81641.6}{83105.0} = 0.982$ (98,2%) ($\varepsilon = 1{,}76\%$)

Corrección: $\gamma_{q_{tierras}}^{adicional} = 1.018$

* Pavimento: $A = 3462.7\,m^2$, $q_{pav} = 3.5\,kN/m^2$ $\Rightarrow R_{pav} = 12119.5\,kN$

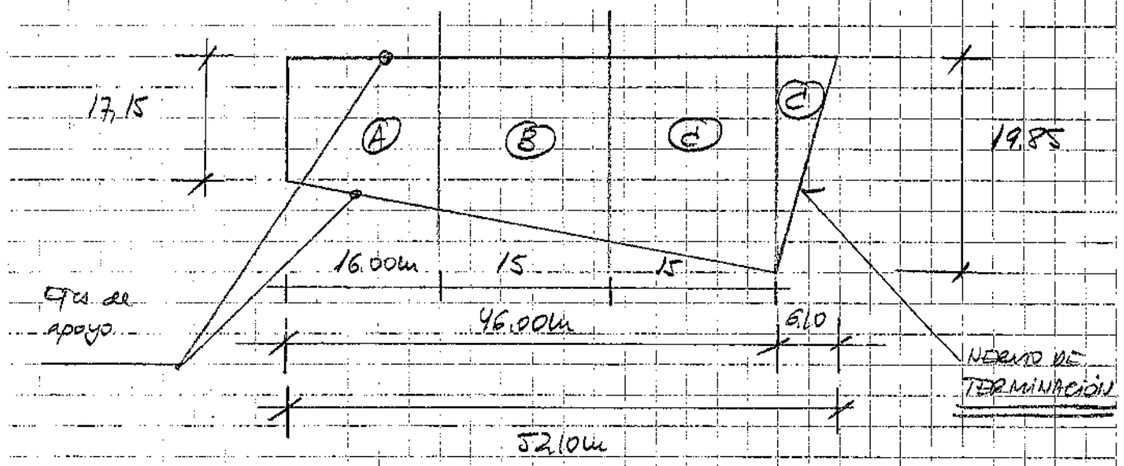
$R_{SAP} = 11906\,kN$

$\varepsilon = \dfrac{11906}{12119.5} = 0,982$ (99,2%) ($\varepsilon = 1{,}76\%$)

Corrección: $\gamma_{q_{pav}}^{adicional} = 1.018$

DIMENSIONAMIENTO CUBIERTA

(A) Tramo Fase 2A — Geometría aproximada



Se definen 3 zonas de armado

Zona A $L_{e\,max} = 17{,}75m$ — 18m

Zona B $L_{e\,max} = 18{,}75m$ — 19m

Zona C $L_{e\,max} = 19{,}80m$ — 20m

Acciones:

* Peso Propio: $g_1 = 1{,}50 \cdot 1{,}0 \cdot 25 = 37{,}5\ KN/m$
* Peso frenos: $g_t = 1{,}20 \cdot 1{,}0 \cdot 20 = 24\ KN/m$
* Pavimento $g_{pav} = 0{,}15 \cdot 1{,}0 \cdot 23 = 3{,}5\ KN/m$
* Tráfico: $q = 20\ KN/m^2$ se realiza el efecto global con tráfico como una sc de 20 KN/m² que incluye la acción del carro y de la sc uniformemente repartida de 4,0 KN/m²

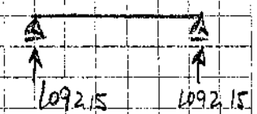
$q_k = 37{,}5 + 24 + 3{,}5 + 0{,}5\,20 = 75\ KN/m$ ← valor frecuente

Acción variable dominante

$q_d = 1{,}35\,(37{,}5 + 3{,}50) + 1{,}50\,(24 + 20) = 121{,}35\ KN/m$

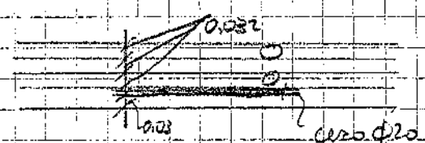
(A) $L_c = 18.0m$

$m_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{121{,}35 \cdot 18^2}{8} = 4915\ KN\,m/m$ →



Recubrimiento mecánico

Caso más desfavorable doble capa Φ32



$r = 0{,}03 + \frac{3}{2}\,0{,}032 + 0{,}02 = 0{,}092 = 0{,}10m$

Dimensionamiento con programa BAS2

$A_s = 93{,}54\ cm^2/m$ → 19 Φ25 pmL → 20 Φ25 pmL (Añadir para evitar fallo frágil tras Armcon)

$A_s = 98{,}18\ cm^2/m$ → $x = 0{,}269\,d$ → Dúctil OK!

Momento último con 10 Φ25

$A_s = 49{,}09\ cm^2/m$

$m_u = 28{,}27\ KN\,m/m$

$m_d = 1092{,}15\,x - 60{,}675\,x^2$

Si frem $m_d \leq 28{,}27\ KN\,m/m$ para x tq $1092{,}15\,x - 60{,}675\,x^2 \leq 28{,}27$

$x \geq 3{,}15m$

A partir de este pto anclaje + decalaje de los Φ25, que deben llegar hasta $x = 3{,}15 - 1{,}5 - 1{,}00 = 0{,}65m$ — se llevan hasta el final.

Cortante: Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo

$$Vd = 121,35\left(\frac{18}{2} - 0,5 - 1,40\right) = 852,59\ kN/m$$

Armadura en tracción $A_s = 20\phi 25 = 98,18\ cm^2/m$

Dimensionamiento

$A_d = 7,45\ cm^2/m/m$ (cuantía mínima $A_d \geq 0,0260 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0260 \frac{25/1,5}{400} = 2,708\ cm^2/m$)

Disponiendo 2 filas de cercos por metro $A_d = \frac{2,708}{2} = 1,354\ cm^2/m$

→ Disponiendo cercos a 0,30 → 1c ϕ10 a 0,30 (bd)

Se aplica en toda la longitud

(B) $L_c = 19,00\ m$

$$M_d = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{121,35 \cdot 19^2}{8} = 5475,92\ kNm/m$$

$A_s \geq 105,6\ cm^2/m$ → 22 ϕ25 → 10 ϕ32 + 6 ϕ25 ($A_s = 109,87\ cm^2/m$)
14 ϕ32

Cortante

$$V_d = 121,35\left(\frac{19}{2} - 0,50 - 1,40\right) = 922,26\ kN/m$$

$A_s = 109,9\ cm^2/m$

$A_d = 8,16\ cm^2/m/m$ — Hay que disponer $8,333\ cm^2/m/m$

→ 1c ϕ10 a 0,30 ← 2 filas por metro lineal

(C) $L_c = 20\ m$

$$M_d = \frac{121,35 \cdot 20^2}{8} = 6067,5\ kNm/m$$

$A_s \geq 119,9\ cm^2/m$ → 8 ϕ25 + 10 ϕ32 ($A_s = 119,7\ cm^2/m$)
ó 16 ϕ32 ($A_s = 128,672\ cm^2/m$)

Cortante

$$V_d = 121,35\left(\frac{20}{2} - 0,5 - 1,40\right) = 982,94\ kN/m$$

$A_s = 119,7\ cm^2/m$

$A_d = 9,26\ cm^2/m/m$

En cada plano de cercos → $A_d = 4,63\ cm^2/m$

Disponiendo cercos a 0,20 $A_s = 23,89\ cm^2/m$ → $0,597\ cm^2/cm$

→ 1c ϕ10 a 0,30

NERVIO DE BORDE

En el extremo del tramo de cubierta

a) Dimensionamiento a flexión:

$M_d = 9500\ KN\cdot m$

Sección Resistente nervios $b = 1,50m$; $h = 1,50m$; $r = 0,11m$

$A_s \geq 186,32\ cm^2 \rightarrow$ 24 Ø32 en 1,50m

32 Ø25 en 1,50m

15 Ø32 + 15 Ø25 en 1,50m. ($194,265\ cm^2$)

b) Dimensionamiento a cortante:

$V_d = 2415\ KN$

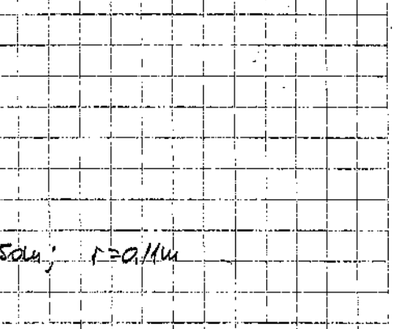
$A_s = 194,265\ cm^2$

$\Big\}$ $A_d = 31,93\ cm^2/m$

c) Torsión El torsión de compatibilidad no de equilibrio.

Se dimensiona el armado para ver qué cuantía sería necesaria

$$h_e = \frac{A}{u} = \frac{1,5^2}{4\times 1,50} = \frac{2,25\ m^2}{6,00m} = 0,375m$$



$A_e = 1,2656\ m^2$

$h_e = 0,375m$

$u_e = 4,50m$

$T_d = 1377,92\ KN\cdot m$

• $T_{u1} = \alpha \cdot f_{1cd} \cdot a_e \cdot u_e \cdot \frac{\cot g\,\theta}{1+\cot g^2\theta}$ Agotamiento bielas obliuas

$f_{1cd} = 0,60\, f_{cd} = 10\ MPa$

$\alpha = 1,20$

$\theta = 45^\circ \rightarrow \cot g\,\theta = 1,0$ (ok!)

Sustituyendo valores:

$$T_{u1} = 1,20 \cdot 10 \cdot 1,2656 \cdot 0,375 \cdot \frac{1}{1+1} = 2,8476\ MN\cdot m > T_d$$ (ok!)

• T_{u2} Armaduras transversales:

$$T_{u2} = \frac{2A_e \cdot A_t}{S_t} \cdot f_{yt1d} \cdot \cot g\,\theta$$

despejando $$A_{t/S_t} \geq \frac{T_d}{2\cdot A_e \cdot f_{yt1d} \cdot \cot g\,\theta} = \frac{1,380\ MN\cdot m}{2\cdot 1,2656 m^2 \cdot 400\ MPa \cdot 1,0}$$

$A_{t/S_t} \geq 13,63\ cm^2/m$

• T_{u3} Armaduras longitudinales

$$T_{u3} = \frac{2\cdot A_e}{u_e} \cdot A_l \cdot f_{yld} \cdot \operatorname{tg}\theta$$

despejando $$A_l \geq \frac{T_d \cdot u_e}{2\,A_e \cdot f_{yld} \cdot \operatorname{tg}\theta} = \frac{1,38\ MN\cdot m \cdot 4,50m}{2\cdot 1,2656 m^2 \cdot 400\ MPa \cdot 1,0}$$

$A_l \geq 61,33\ cm^2$

Hay 4 caras de 1,50m → $15,33\ cm^2$/cara → 5Ø20 OK!

Armadura flexión: 18Ø32 cm^2

Armadura torsión: $15,33\ cm^2$

Total... $204,65\ cm^2$ → 25 Ø32

Cap 7 mod: 17-jun-2004

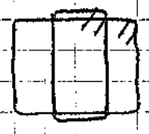
armadura transversal

$A_{x\,total}$ = 31,93 cm²/m + 13,63 cm²/m + 15,5 cm²/m = 61,06 cm²/m

cortante · Torsión · cualquier carga (bb)

Tomando 4 ramas por plano y planos a 0,30 → 4,58 cm²/barra

→ 2 ceros Φ25 a 0,30



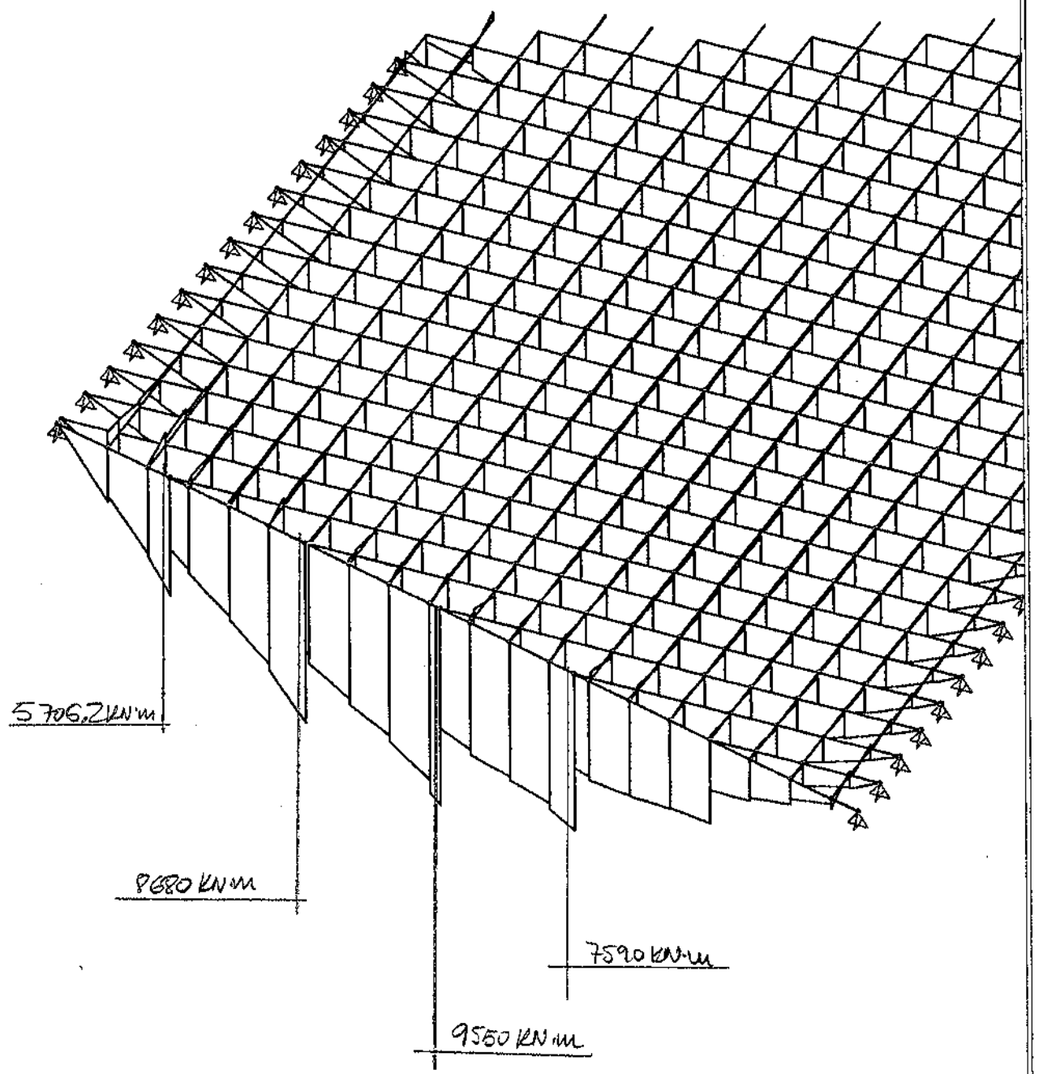
En el cero perimetral hay, en cada cara: Φ25 a 0,30

A_x = 16,36 cm²/m ← OK!

Cualquier reacción (cc)

Cortante máximo en la entrega de la losa del mismo extremo

V_d = 620 KN/m → $A_x \geq \frac{0,62\,MN}{400\,MPa}$ = 15,5 cm²/m

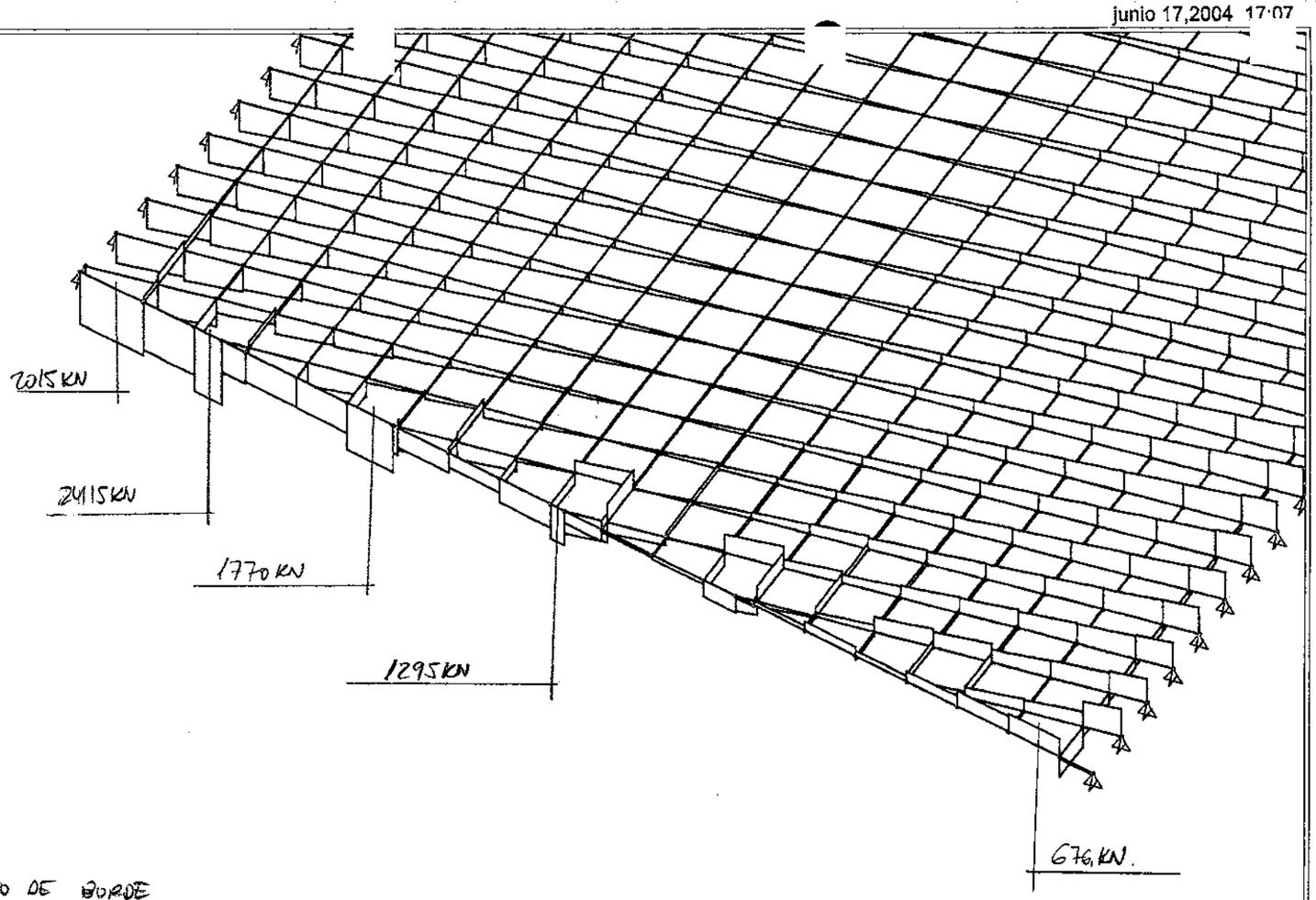




NERVIO DE BORDE:

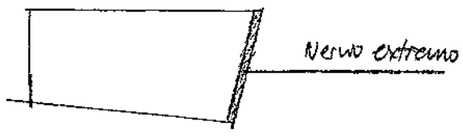
Momentos flectores [KN·m]

SAP2000 v6.11 - File:EVO2 - Moment 3-3 Diagram (COMB1) - KN-m Units



NERVIO DE BORDE

Esfuerzos cortantes [KN]



Cesar Tinoco — Examen - 2004

CUANTIAS MINIMAS

Cuantías generadas mínimas usadas: 1,80 ‰

Ac = 1,50 m²/m

As ≥ Ac = 1,50 m²/m · 1,8 10⁻³ = 27 cm²/m → 13,5 cm² en cada

& adoptamos: en sentido longitudinal (paralelo)

2 Ø 20 / m.l. + 1 Ø 16 entre ejes → 16,59 cm²/m

en sentido transversal (perpendicular al tirante)

Ø 20 c 0,20 (15,71 cm²/m)

Cuantía mecánica mínima para evitar fisuras frágil Ley de la flexión (Cálculo: Reglamento)

As ≥ 0,004 Ac · $\frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ = 0,004 · 1,5 m²/m · $\frac{25 / 1,5 \text{ MPa}}{420,69 \text{ MPa}}$ = 22 cm²/m

Armado ultimo con Ø20 c 0,20

As = 15,71 cm²/m (c.e. 0,05 m ← Recubrimiento mecánico)

mu = 737,83 kN·m/m

ESTADO LIMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
TRANSICIÓN

Tramo 4: $L_c = 18.0$ m

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=	1.5	m		
As1=	98.18	cm2/m	ro1=	0.00701286
As2=	16.59	cm2/m	ro2=	0.001185
d=	1.4	m		
d'=	0.05	m		
c=	0.03	m		
s=	0.1	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.267	m
X=	0.374	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.094530832	m4
Iint=	0.28125	m4

porcentaje= 33.61 %

ESFUERZOS:

mk=	2794.5	kN·m
Sigma s=	222.488	MPa
m fis=	961.861	kN·m
Sigma sr=	76.580	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	98.18	cm2
Ac, ef=	0.375	m2

Epsilon sm= 0.000980644

sm=	127.74	mm
wk=	0.21	mm

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
ISICIÓN

Tramo B Lc = 19,0m

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=	1.5	m		
As1=	112.59	cm2/m	ro1=	0.00804214
As2=	16.59	cm2/m	ro2=	0.001185
d=	1.4	m		
d'=	0.05	m		
c=	0.03	m		
s=	0.1	m		
fi=	32	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.283	m
X=	0.397	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.105410816	m4
Iint=	0.28125	m4

porcentaje= 37.48 %

ESFUERZOS:

mk=	3113.625	kN·m
Sigma s=	217.414	MPa
m fis=	961.861	kN·m
Sigma sr=	67.163	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	112.59	cm2
Ac, ef=	0.375	m2

Epsilon sm= 0.000983328

sm=	133.29	mm
wk=	0.22	mm

(17)

ABERTURA DE FISURA
22/06/2004

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
TRANSICIÓN

Tramo C Lc = 20,0m

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=	1.5	m		
As1=	128.672	cm2/m	ro1=	0.00919086
As2=	16.59	cm2/m	ro2=	0.001185
d=	1.4	m		
d'=	0.05	m		
c=	0.03	m		
s=	0.1	m		
fi=	32	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.300	m
X=	0.420	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.117013681	m4
Iint=	0.28125	m4

porcentaje= 41.60 %

ESFUERZOS:

mk=	3450	kN·m
Sigma s=	212.040	MPa
m fis=	961.861	kN·m
Sigma sr=	59.117	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	128.672	cm2
Ac, ef=	0.375	m2

Epsilon sm= 0.000977791

sm=	126.63	mm
wk=	0.21	mm

(18)

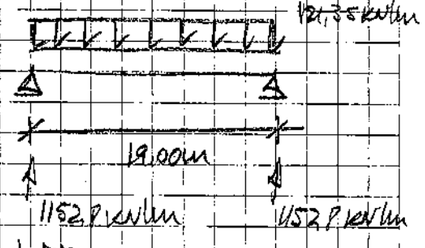
ABERTURA DE FISURA
22/06/2004

COMPROBACIONES ADICIONALES

Momento flector último con 8 ϕ32 pral. Fase 3A zona B

A_s = 64,336 cm²/m (r = 0,09m ← del lado seguro)

m_{ud} = 2668 KN·m/m



$m_d(x) = 69,675x^2 - 1152,8x + 3668 = 0$

$x \leq 4,04$m

a partir de este pto anclaje + decalaje dos ϕ32, que deben llegar hasta $x = 4,05 - \frac{1,50}{\alpha} - \frac{1,50}{eb} = 1,05$ → Hay que colocar los ϕ32

CUBIERTA CONECTADA

Cálculo con conexión entre fases 3A y 2B en la cubierta

Archivo SAP EVO2CONEC.SDB

Hay dispuestos 24 ϕ32 en 1,50m

A_s = 193,008 cm²

b = 1,50m

h = 1,50m

r = 0,098m ≈ 0,10m ← Recubrimiento mecánico

m_{ud} = 10091,7 KN·m/m > lind en el nervio → OK!

FASE 2B

Se define 2 zonas de armado

Lc = 22,95m ≈ 23,0m

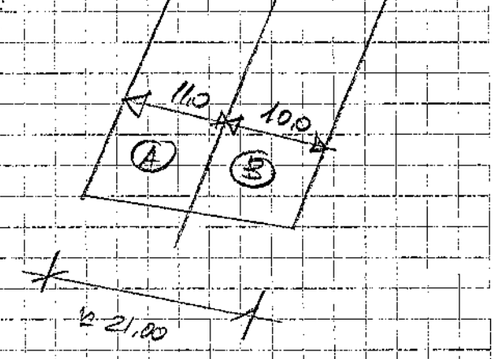
ACCIONES

- Peso propio: g_1 = 37,5 KN/m
- Peso frenos: g_t = 24 KN/m
- Pavimento: g_{pav} = 3,5 KN/m
- Tráfico: q = 20 KN/m

q_k = 75 KN/m ← combinación frecuente

q_d = 121,35 KN/m ← ELU

Se definen 2 zonas de armado:

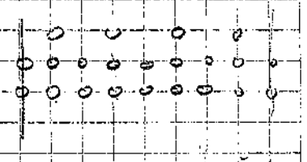


Zona A Lc = 21,95m → Lc = 22,0m

Zona B Lc = 23,0m

Ⓐ Lc = 22,0m

$m_d = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{121,35 \cdot 22^2}{8}$ = 7341,7 KN·m/m



r = 0,11 ← recubrimiento mecánico (del lado seguro) y_{cdg} = 0,05/2

r = 0,10/2

Dimensionamiento con programas BASIC

A_s = 148,31 cm²/m ← 18 ϕ32 → Si disponemos 16ϕ32 + 4ϕ25

m_u = 7495,0 KN·m/m

x = 0,41 d ← dúctil $\xi_s = 2\varepsilon_y$ (OK!)

Cortante $Vd = 121,35\left(\frac{22,0}{2} - 0,5 - 1,40\right) = 1104,3\ kN/m'$

$A_s = 149,31\ cm^2/m$ ← Armadura en tracción

$A_d = 60,77\ cm^2/m/m$

Disponiendo 2 ramas por metro $A_d = 5,385\ cm^2/m$

Disponiendo cercos a 0,30 $A_s = 1,651\ cm^2/cerco \rightarrow A_s = 0,808\ cm^2/rama$

Si aplico en todo la longitud → a cada cara: planos a 0,30 en 2c Φ12 pmh

(B) $L_c = 23,0m$ $(r = 0,13)$

$$M_d = \frac{121,35 \cdot 2,3^2}{8} = 802,4\ kN\cdot m/m$$

$A_s \geq 166,5\ cm^2/m$ ← 21 Φ32 ← La dispuesta 22 Φ32 $A_s = 176,92\ cm^2/m$

$M_{um} = 8601,05\ kN\cdot m/m$

$x = 0,49\ d$ ← Dicha $\varepsilon_s = 2\cdot\varepsilon_y$ $\left(\varepsilon_y = \frac{f_y}{E}\right)$ ← Con tenemos 2 veces la deformación del límite elástico

Cortante

$Vd = 121,35\left(\frac{23}{2} - 0,5 - 1,40\right) = 1165\ kN/m$

$A_s = 160,84\ cm^2/m$

$A_d = 11,66\ cm^2/m/m$

Disponiendo 2 planos de cercos por metro: $A_d = 5,83\ cm^2/m$

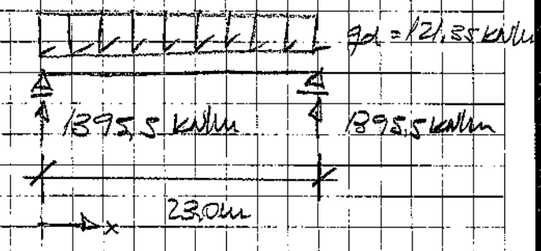
Disponiendo cercos a 0,30 → Planos a 0,30 en 2c Φ12 pmh

NOTE BOOK

Momento último con 16 Φ32

$A_s = 128,672\ cm^2/m$ $r = 0,098m$ $r = 0,10m$ → $M_{um} = 6727,81\ kN\cdot m/m$

En el tramo (B) $L_c = 23,0m$



$M(x) = 1895,5x - \frac{121,35}{2}x^2$

$M(x) = 1895,5x - 60,675x^2$

Si hiciese $M_d \leq 6725\ kN\cdot m/m$ si $1895,5x - 60,675x^2 \leq 6725$

$60,675x^2 - 1895,5x + 6725 = 0 \rightarrow x = 6,87m$

A partir de este pto — anclaje + decalaje de las Φ32, que deben llegar hasta $x = 6,85 - 1,50 - 1,50 = 3,85m$ del eje del apoyo

$1,50 = d_1$ $1,50 = d_2$ Si cubro con barras de 16,0m

Luego dispongo que en la fila 2 (la 3ª capa pasando una barra de 16,0m centrada)

NOTE BOOK

CONTROL ARMADURA FISURA.

a) Tramo A

Armadura = 91,74,5 cm² x m

$A_{s1} = (16\ \phi 32 + 4\ \phi 25)$ mm $A_s = 148,31\ cm^2/m$

$A_{s1}' = (4\ \phi 32 + 2\ \phi 20)$ mm $A_s' = 38,452\ cm^2/m$

Ver hoja excel adjunta

Para la combinación cuasi permanente: $\psi_2 = 0,20$

$q_w = 69$ kN/m

b) Tramo B

$A_{s,max} = 4552,625$ mm²/m

$A_s = 16\ \phi 32 + 8\phi 32 + 176,724\ cm^2/m$

$A_s' = 35,452\ cm^2/m$

Ver hoja excel adjunta

$\psi_2 = 0,20$

$q_w = 69$ kN/m

Para la combinación cuasi permanente

ESTADO LIMITE DE FISURACION EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
TRANSICIÓN

Tramo (A)

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=	1.5 m		
As1=	148.31 cm2/m	ro1=	0.01059357
As2=	38.452 cm2/m	ro2=	0.00274657
d=	1.4 m		
d'=	0.1 m		
c=	0.03 m		
s=	0.125 m		
fi=	32 mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.312	m
X=	0.437	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.131914589	m4
Iint=	0.28125	m4

porcentaje= 46.90 %

ESFUERZOS:

mk= 4174.5 kN·m ← Momento máximo cuasipermanente

Sigma s=	223.641	MPa
m fis=	961.861	kN·m
Sigma sr=	51.530	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	148.31	cm2
Ac, ef=	0.375	m2

Epsilon sm= 0.001058838

sm= 125.46 mm ← Separación media fisuras

wk= 0.23 mm ← Abertura fisural

ABERTURA DE FISURA
22/06/2004

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
TRANSICIÓN

Tramo (B)

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=	1.5	m		
As1=	176.924	cm2/m	ro1=	0.01263743
As2=	38.452	cm2/m	ro2=	0.00274657
d=	1.4	m		
d'=	0.1	m		
c=	0.03	m		
s=	0.125	m		
fi=	32	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.336	m
X=	0.470	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.15072073	m4
Iint=	0.28125	m4
porcentaje=	53.59	%

ESFUERZOS:

mk=	4562.625	kN·m ← Momento máximo cuasipermanente
Sigma s=	206.587	MPa
m fis=	961.861	kN·m
Sigma sr=	43.551	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	176.924	cm2
Ac, ef=	0.375	m2

Epsilon sm= 0.000987029

sm=	118.91	mm ← Separación media fisuras
wk=	0.20	mm ← Abertura fisura

ABERTURA DE FISURA
22/06/2004

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIP

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DE LAS FASES 4, 5 Y 6 DEL TRAMO DE CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO -B-17-.

PK: 706+538 a 706+640

PANTALLAS Y CUBIERTA

Bridge
Technologies

REF: BT0307

Barcelona 7 de febrero de 2005

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA CARRETRA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO (B-17).
–FASES 4, 5 Y 6-

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata del cruce del Falso Túnel ferroviario de Can Tunis con la carretera Barcelona – Enlace Aeropuerto (B-17) y una serie de servicios, entre los PK's 706+400 y 707+640 de la traza, aproximadamente.

El cruce con la carretera y con los diferentes servicios afectados en esta zona se plantea con sucesivos desvíos, de modo que, tanto la carretera como los servicios no se interrumpan más que para ejecutar el desvío propiamente dicho. La construcción y reposición total de la estructura cuenta con un total de cinco fases. En este documento se detalla el cálculo y verificación de las fases 4, 5 y 6, entre los PK's 706+538.63 y 706+640 del tronco principal, así como las secciones correspondientes del ramal al aeropuerto. En el tramo aquí presentado el túnel principal y el túnel del ramal al aeropuerto ya están totalmente separados, bien por ser totalmente independientes (Fase 4 zona B en adelante) o bien por estar separados por una pantalla transversal intermedia (Fase 4 zona A).

Estos desvíos sucesivos, sin cortes de tráfico ni servicios, exigen una ejecución rápida y con unas limitaciones de espacio muy restrictivas. Por estos dos motivos se plantea una cubierta a una cota elevada que obligue a una reposición mínima sobre ella. La cubierta de estas fases se encuentra entre las cotas 6.30 ó 6.55 (en la cara inferior) y la cota 7.80 (en la cara superior) para las fases 4 y 5, y entre las cotas 5.0 y 6.0 en la fase 6. El gálibo interior horizontal de la sección transversal aumenta en las secciones de inicio del ramal del aeropuerto para volver a ser de 11.0m ,entre intradoses de pantallas, una vez los dos túneles (el principal y el ramal de aeropuerto) son totalmente independientes. El resto de dimensiones se mantiene según las especificaciones del Proyecto Original.

Por los mismo motivos expuestos anteriormente, la losa de cubierta se ejecutará totalmente "in situ", sin prelosas, y toda la excavación interior del Falso Túnel se realizará en mina (Ver etapas del procedimiento de excavación interior en el apartado de Planos de esta memoria). Las restricciones geométricas obligan a ejecutar losas esviadas que permitan una mayor amplitud de los taludes de terraplenado y un máximo acercamiento a los taludes mínimos de excavación, dependiendo de la fase en ejecución. En todos los casos que se incluyen en este documento, los bordes esviados se rematan con nervios extremos que evitan la necesidad de disponer armaduras pasante entre diferentes fases de ejecución de la cubierta.

Los saltos de cota entre cubiertas adyacentes obligan a la utilización de muros de cierre entre las fases 5 y 6.

En las juntas de ejecución de cubierta entre fases en las que se produzca, además, un cambio de esquema resistente (cambio de cubierta isostática biapoyada de un solo vano a cubierta continua de dos vanos -*junta fase 2 zona A a fase 2 zona B*- , o de cubierta continua de dos vanos a dos cubiertas isostáticas independientes -*junta fase 2 a fase 4*-, o paso de dos cubiertas independientes a dos cubiertas independientes de diferente luz -*junta fase 4 zona A a fase 4 zona B*-) se dispondrá una junta de dilatación que impida la transmisión de esfuerzos entre cubiertas y permita su funcionamiento independiente. En estas juntas de construcción la viga de atado sí será continua, de modo que los tramos de túnel a ambos lados de la misma se mantengan conectados.

Las secciones transversales resultantes tienen gálibos verticales totales elevados, de hasta 14.45 m entre cara inferior de la cubierta y eje de la contrabóveda. Estas distancias altas entre ejes de apoyos se traducen en mayor luz a flexión de las pantallas que, para limitar sus esfuerzos a valores razonables y con movimientos admisibles, requieren de la utilización de apeos intermedios con carácter definitivo. Situados por encima del gálibo estricto, estos apeos son necesarios en todos los subtramos del tramo objeto de estudio (Fases 4, 5 y 6).

En este tramo del Falso Túnel se prevé un ramal de acceso de la L.A.V. al aeropuerto que, de momento, queda cegado. Este ramal de desvío obliga a un ensanchamiento de la sección tipo del Túnel, con el incremento de luz de la cubierta que supone.

En la Fase 4 zona A, las luces libres máximas entre caras interiores de pantallas llegan a ser de hasta unos 13.0 m (entre pantallas exteriores y pantalla transversal intermedia). Para esta zona se propone una doble losa de hormigón armado, simplemente apoyada en pantallas extremas y en pantallas intermedias (dos vanos isostáticos independientes), ejecutada totalmente "in situ" sobre un terreno tratado que actúa como encofrado, con un canto total de 1.50 m.

En las fases 4 zona B, y 5 basta con una cubierta de 1.25 m de canto, mientras que en la fase 6 es suficiente con 1.0 m. Para las fases 4 zona B; 5 y 6 se plantea una losa isostática biapoyada en las pantallas extremas.

Sobre la cubierta de las Fase 4 se encuentra el terraplén de uno de los ramales de salida de la carretera B-17 de Barcelona al enlace con el Aeropuerto. Este terraplén implica cargas elevadas sobre la cubierta del tramo. Teniendo en cuenta que a las elevadas cargas sobre cubierta se suman los incrementos de luces correspondientes al ensanchamiento que supone el ramal al aeropuerto, las reacciones verticales sobre las pantallas son bastante más elevadas que las del resto del Falso Túnel, lo que obliga a la disposición de unos bataches transversales en las pantallas intermedias, de menor capacidad portante por estar excavadas en ambas caras hasta la cota de máxima

excavación (las pantallas extremas sólo se excavan por el intradós, manteniéndose el rozamiento con el terreno en los trasdoses). La disposición de los mencionados bataches transversales puede consultarse en el apartado Planos de este Documento, consiguiéndose aumentar considerablemente la superficie de rozamiento pantallas-terreno por unidad de longitud. Debe recordarse que por motivos de interferencias negativas con el régimen hidrológico de la zona de construcción del Falso Túnel, está limitada la profundidad máxima de los muros pantallas, por lo que hay que buscar métodos alternativos de aumentar la capacidad portante vertical de los mismos.

La razón que motiva la utilización de dos losas isostáticas independientes en lugar de una losa continua de dos vanos en la fase 4 zona B es la de reducir las reacciones verticales sobre la pantalla central. Al tener dos losas isostáticas se eliminan los cortantes hiperestáticos en el apoyo central y las cargas transmitidas a las pantallas centrales son menores que las que resultarían con la adopción de una losa continua de dos vanos. (Ver nota de cálculo de la reacción vertical sobre las pantallas centrales, calculada de forma ligeramente conservadora, en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria y el Documento emitido por el Departamento Técnico de FCC Construcción en el que se evalúa la capacidad portante de las pantallas intermedias).

La excavación interior de las secciones del túnel sólo se realizan cuando se han repuesto el terreno natural y los servicios sobre la losa de cubierta, por lo que la acción del tráfico sólo se ha considerado sobre aquellas fases para las que éste existe en el estado definitivo. De este modo, la fase 4, zonas A y B, y la fase 5, en el tramo sobre el tronco principal, admiten la acción del tráfico, mientras que la fase 5, el tramo sobre el ramal al aeropuerto, y la fase 6 no admiten la acción del trafico de carretera una vez la sección interior del Falso Túnel haya sido excavada, si bien sí se ha considerado una sobrecarga de utilización (Ver apartado 2.5: "CARGAS VERTICALES SOBRE LA CUBIERTA").

En los croquis adjuntos al final de esta memoria puede verse la propuesta de fases de ejecución para este tramo del Falso Túnel. En los mismos croquis se representan los desvíos de tráficos y servicios necesarios en cada una de las fases.

En el apartado de planos de este documento se presentan los planos de definición estructural de las pantallas para las fases 4, 5 y 6 de este tramo, así como los de sus losas de cubierta correspondientes. En los planos de las pantallas se incluye el esquema que define el procedimiento constructivo según el cual se han calculado.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS Y SERVICIOS EXISTENTES.

La traza del Falso Túnel cruza con la carretera B-17 y uno de sus ramales que da acceso a la Zona Franca, con una líneas eléctricas de media tensión soterrada, líneas telefónicas subterráneas, etc, y un ramal de acceso a una estación de servicio. Todos estos servicios y sus desvíos se describen en los croquis adjuntos a esta memoria.

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 sección entre hastiales y de la infraestructura de vía se han respetado las especificaciones del Proyecto Original, salvo una pequeña modificación en la unión de los dos muros pantallas internos, que se ha modificado con la intención de facilitar la ejecución y asegurar una mejor estanqueidad del recinto interior.

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.

El procedimiento constructivo requiere de unos achiques de agua entre hastiales para permitir la excavación interior del Túnel. Para la acción del agua durante construcción se han considerado leyes de presión análogas a las que se consideraron en el tramo de pruebas (N.F. en el intradós a 1m, aproximadamente, bajo la C.M.E.), de modo que debe respetarse el mismo esquema de bombeo de agua que se ha definido para este tramo.

Las comprobaciones correspondientes pueden consultarse en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria

2.5 CARGAS VERTICALES SOBRE CUBIERTA.

Para las alturas de tierras consideradas sobre las cubiertas se han tenido en cuenta los relleno reales existentes (rellenos a reproducir tras la ejecución de la cubierta), obtenidos a partir de la cartografía del Proyecto Original. Se ha optimizado el armado de cubierta de manera que no es admisible un relleno de tierras superior al actualmente existente. A continuación se detallan las alturas máximas de tierras consideradas para las diferentes porciones de cubierta.

Fase 4 zona A: $h_{máx}$ = 4.70 m + Tráfico.
Fase 4 zona B: $h_{máx}$ = 4.70 m + Tráfico.
Fase 5 zona sobre el tronco ppal.: $h_{máx}$ = 4.70 m + Tráfico
Fase 5 zona sobre el ramal: $h_{máx}$ =1.20 m (sin tráfico)
Fase 6: $h_{máx}$ =1.20 m (sin tráfico)

Las cargas de tráfico se aplican en todas las fases constructivas de la cubierta en las que éste existe (ver apartado 1: "DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA"). En las fases en las que no se prevé la acción de tráfico la sobrecarga de utilización considerada es de 10 KN/m^2.

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.

El cálculo de acciones se ha regido por el articulado 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)

Asimismo, se ha tenido en cuenta el procedimiento constructivo evolutivo, tomando para cada una de las fases intermedias el esquema estático real y obteniendo 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 la verificación y dimensionamiento de la losa de cubierta se han tenido en cuenta las cargas de tierras y las cargas del tráfico (en caso de existir). Se ha comprobado la losa frente a cargas verticales y también se ha comprobado su estabilidad bajo el axil que le introducen las pantallas que sobre ella se apoyan.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón pantallas: HA-25
- Hormigón losa de cubierta: HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control (con los coeficiente de seguridad de materiales y acciones que implican):

- 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 de las Fase 4, 5 y 6 se presentan a modo de resumen en la nota de cálculo de cada uno de los procedimientos constructivos planteados.

Para el cálculo de la losa de cubierta se han empleado métodos manuales y emparrillados planos que permitan simular singularidades que requieran estudios de

mayor detalle. Los emparrillados planos se han destinado a estudiar la distribución de esfuerzos en los bordes libres de las losas esviadas que aparecen en las diferentes fases del procedimientos constructivo.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Se plantean un procedimiento constructivo similar al P2 (tramo de Pruebas) para la ejecución del Falso Túnel en el cruce con la carretera Barcelona – Enlace Aeropuerto (B-17), con las adaptaciones necesarias a la geometría del tramo actual.

Tras la ejecución de las pantallas se ejecuta la losa de cubierta directamente sobre el terreno tratado y, toda la excavación del interior del Falso Túnel se realiza en mina, eliminando la excavación a cielo abierto.

El procedimiento constructivo requiere de la disposición de puntales definitivos por encima del gálibo para reducir esfuerzos y movimientos en las pantallas. Asimismo, se requiere de la utilización de puntales provisionales que permitan contener esfuerzos en fases intermedias de ejecución. La descripción del procedimiento constructivo puede consultarse en el anejo de planos adjunto a esta memoria.

Procedimiento constructivo:

- Desvío de tráfico y servicios (cuando corresponda) y preparación de la plataforma de trabajo a la cota correspondiente (z=7.80 en fases 4 y 5 y z=6.0 en fase 6)
- Ejecución de las pantallas.
- Drenaje entre pantallas hasta alcanzar el estado de presiones de agua definido para las fases de construcción.
- Descabezado de las pantallas hasta la cota de cara inferior de la cubierta y tratamiento del terreno entre pantallas para poder actuar como encofrado de la losa de cubierta.
- Ejecución de la cubierta.
- Reposición de servicios y terreno sobre la losa de cubierta (cuando corresponda).
- Primera excavación interior del Falso Túnel en mina.
- Apuntalamiento definitivo.
- Excavación interior del Falso Túnel hasta, aproximadamente, 5.0 m por encima de la cota de máxima excavación (C.M.E.).
- Apuntalamiento provisional y excavación hasta C.M.E.
- Relleno de zahorras y ejecución de la losa de fondo.
- Retirada de puntales provisionales.
- Fin del drenaje entre pantallas.
- Acabados interiores del Falso Túnel.

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 últimos de flexión y cortante), que puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

Para la losa de cubierta se realiza un estudio con emparrillado plano que permita tener en cuentas las posibles singularidades geométricas (esviajes acusados) que afecten a su comportamiento.

Las limitaciones de espacio resultantes de la ejecución por fases también implica unas longitudes máximas de las jaulas de armado, que en algunas zonas deberán montarse por tramos de longitudes máximas de unos 20 m. Por los motivos expuestos anteriormente los solapos de las armaduras se hacen en secciones que permitan el montaje por tramos, sin corresponder, quizás, con la sección óptima para su ubicación.

6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis de las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0.

El análisis estructural de las losa de cubierta se ha realizado con el programa comercial SAP2000

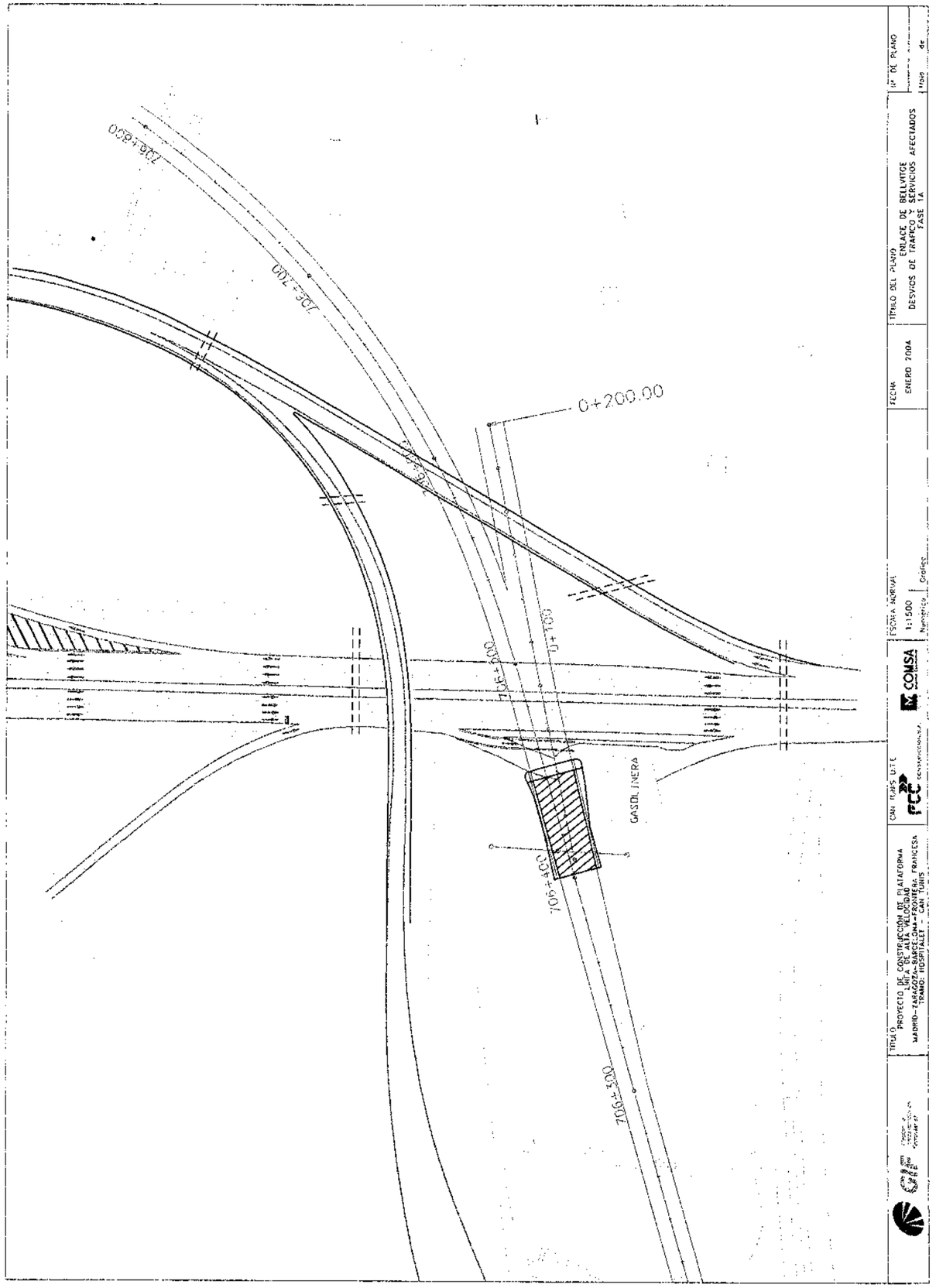
Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, están escritos en BASIC y están basados en el libro HORMIGÓN ARMADO de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré.

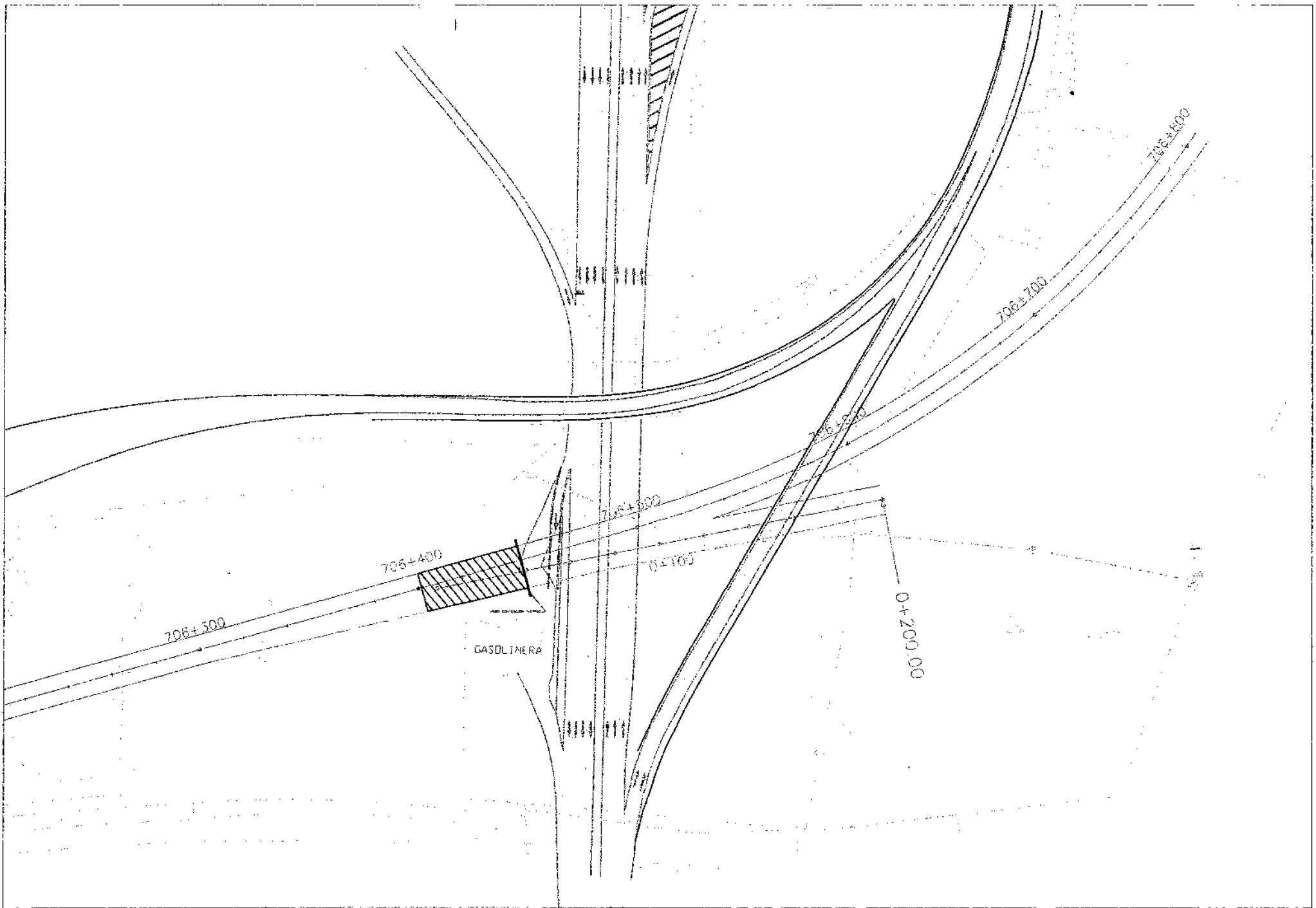


Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

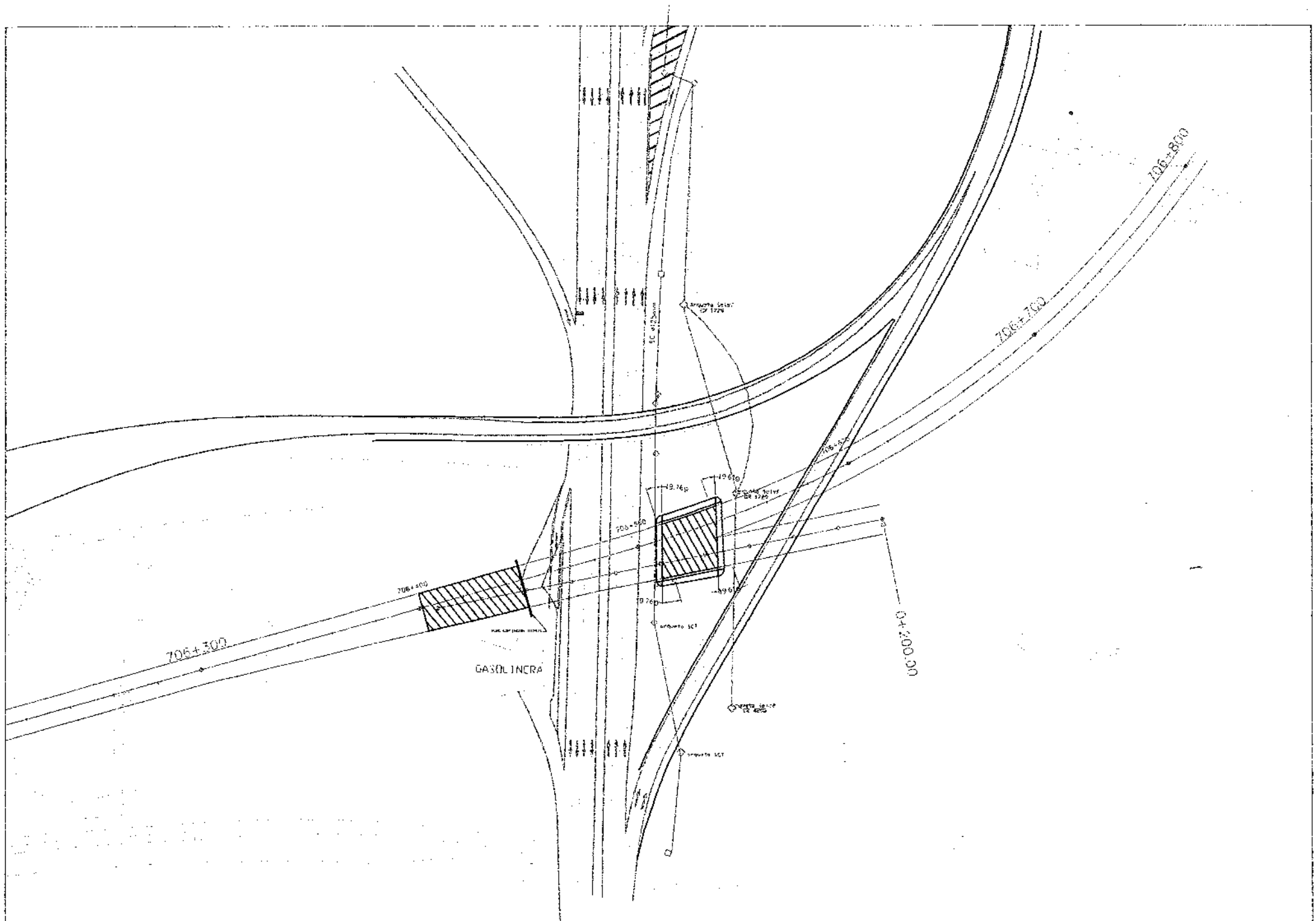
Barcelona, a 7 de febrero de 2005

ESQUEMAS EJECUCIÓN POR FASES.

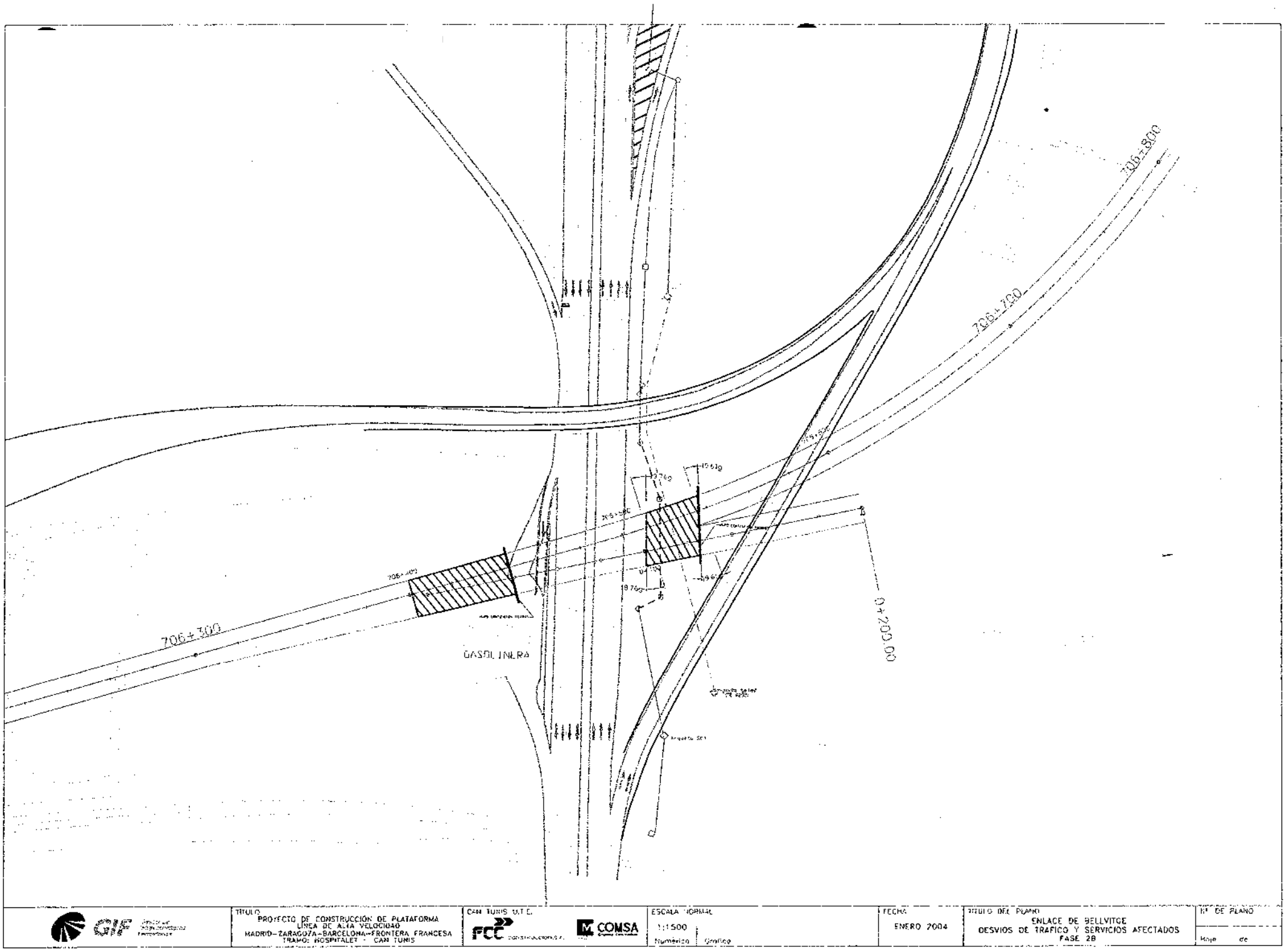




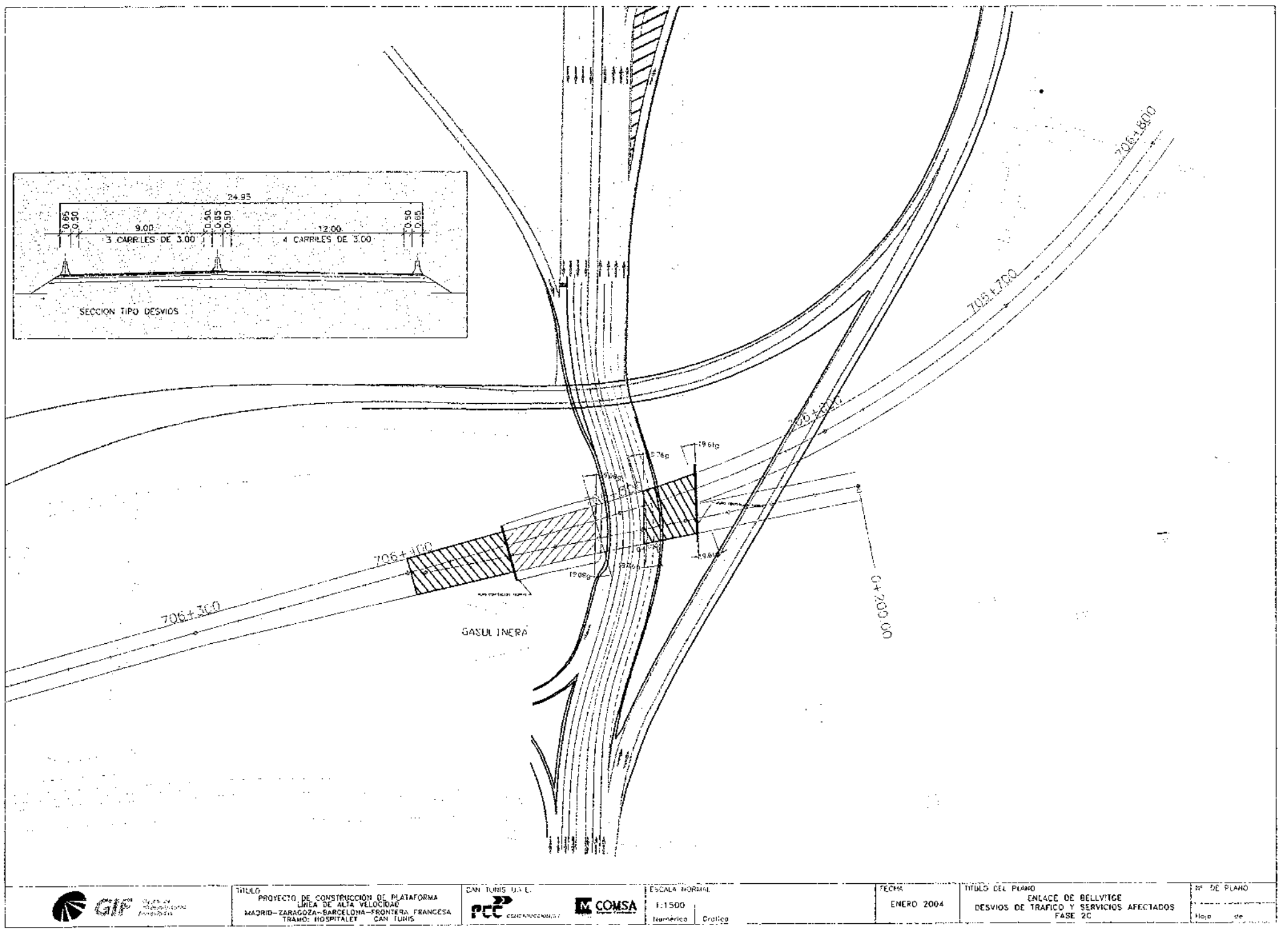
	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. fcc COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico | Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRÁFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 1B	Nº DE PLANO Hoja de



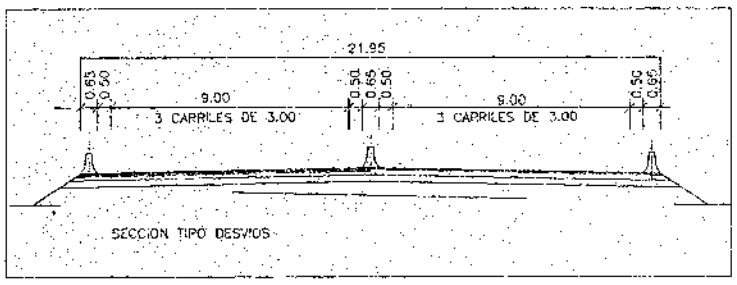
	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. fcc COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico | Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRÁFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 2A	Nº DE PLANO Hoja de



GIF	TITULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. fcc COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico / Gráfico	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 2B	Nº DE PLANO Hoja de



GIF	TITULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. fcc COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico / Gráfico	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 2C	Nº DE PLANO Hoja de



706+800

706+700

706+600

706+500

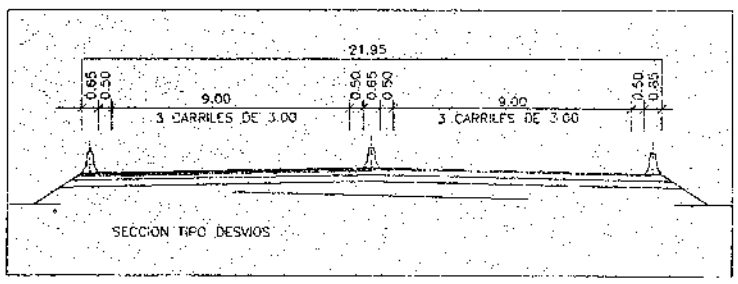
706+400

706+300

GASOLINERA

0+200.00

	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCION DE PLATAFORMA LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC construcción COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico | Gráfico	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 3A	Nº DE PLANO Hoja de



706+800

706+700

706+600

706+500

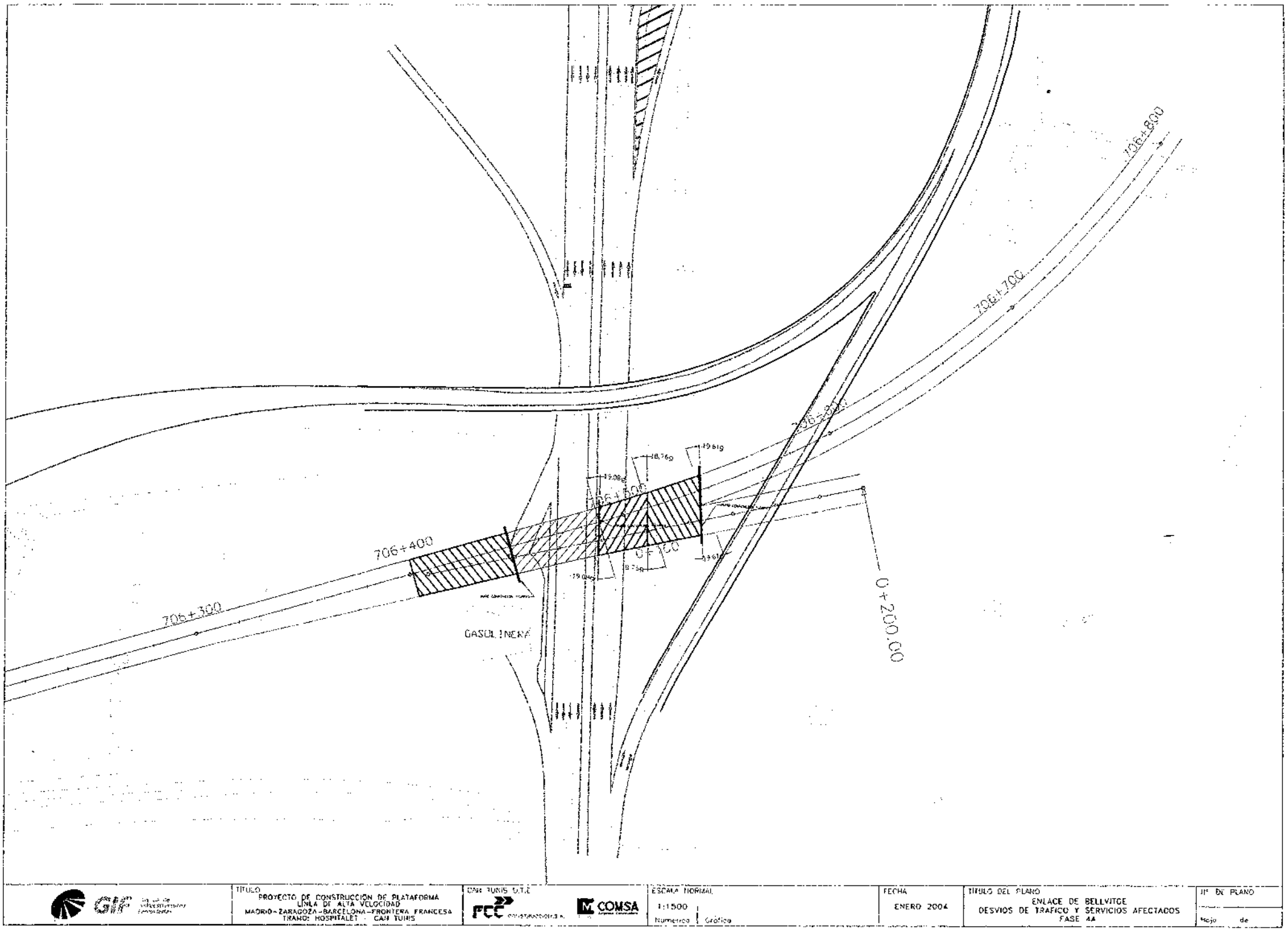
706+400

706+300

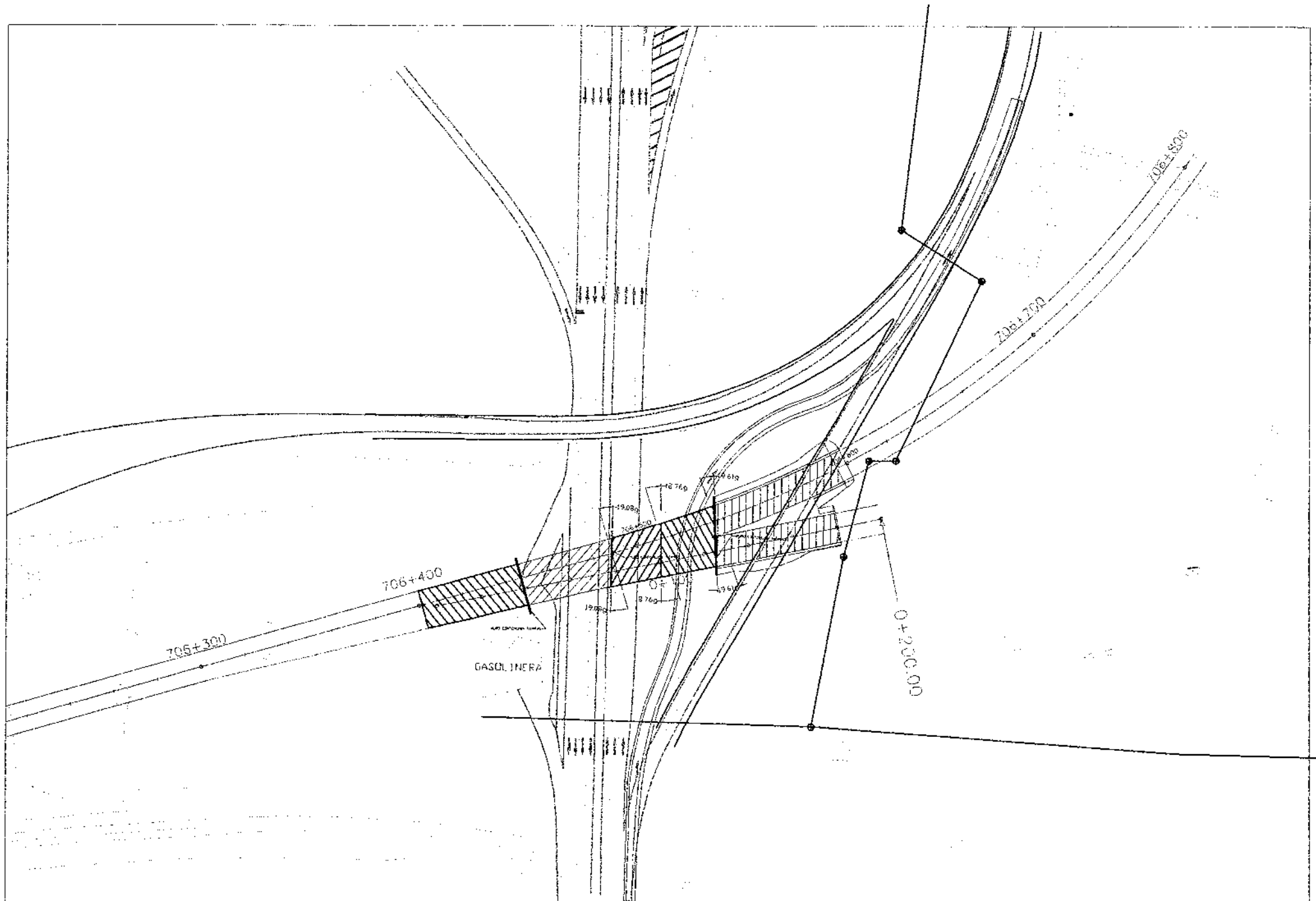
GASOLINERA

0+200.00

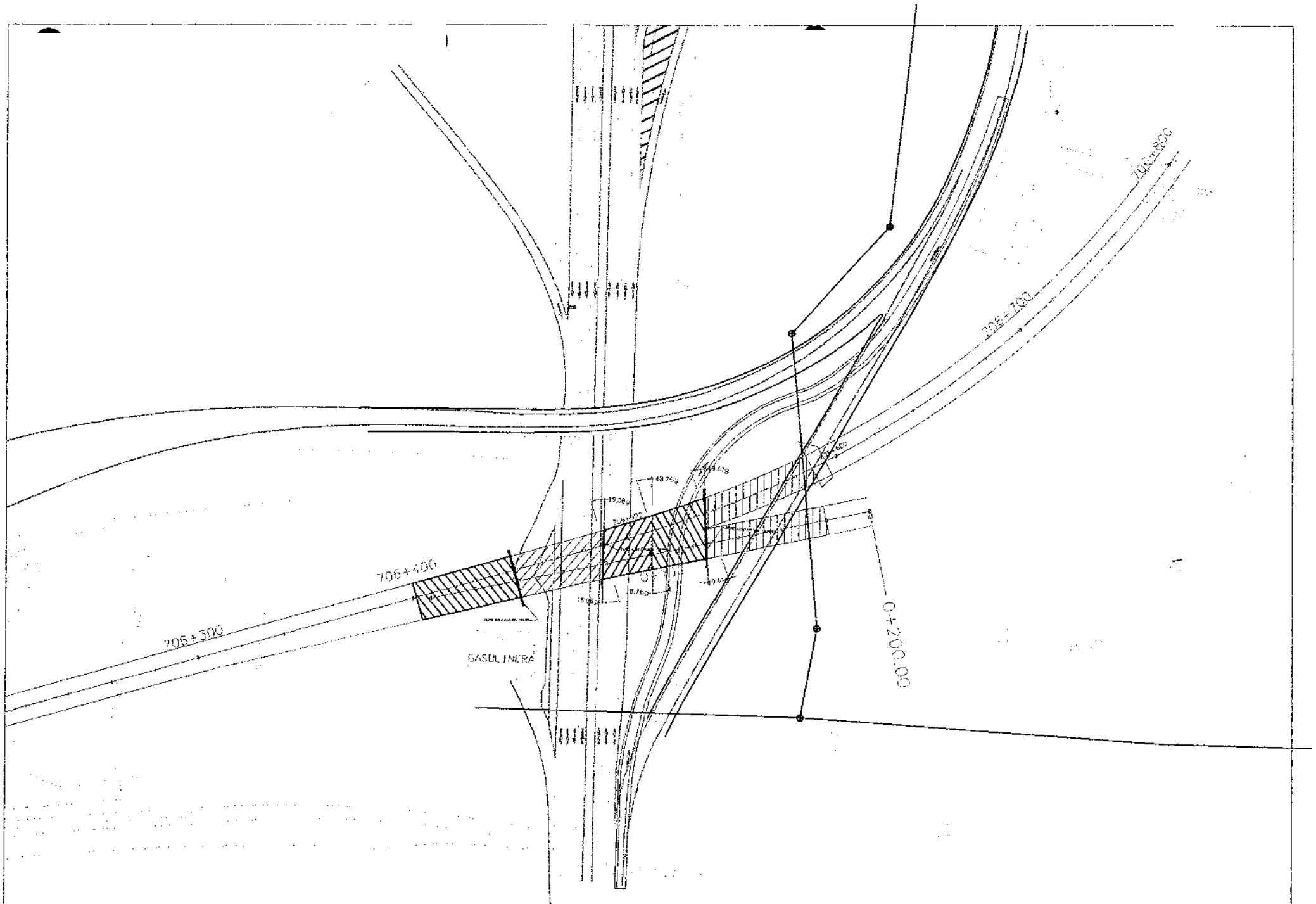
	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCION DE PLATAFORMA LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC construcción COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico | Gráfico	FECHA ENERO 2004	TITULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 3A	Nº DE PLANO Hoja de



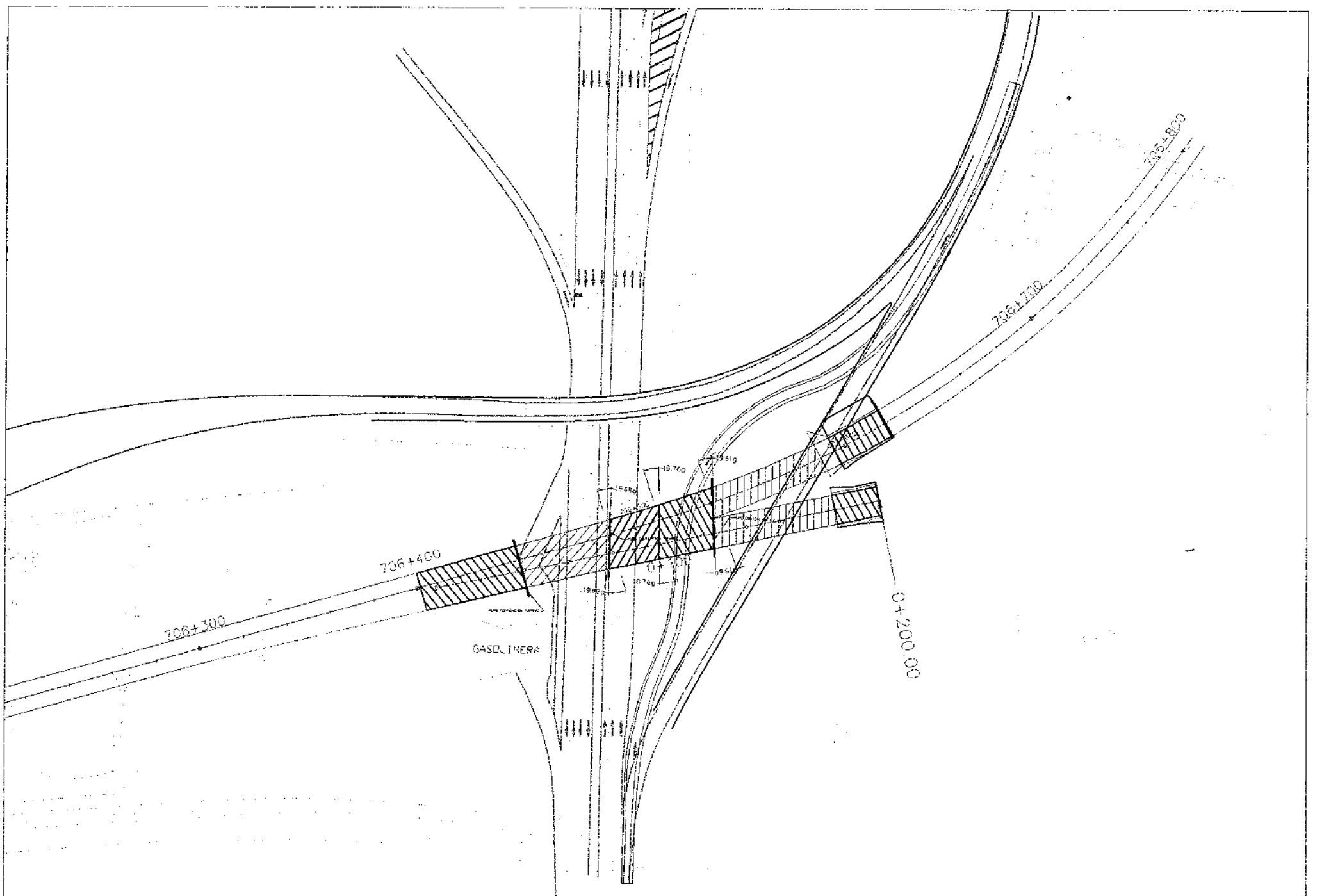
GIF	TÍTULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico / Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 4A	Nº DE PLANO Hoja de



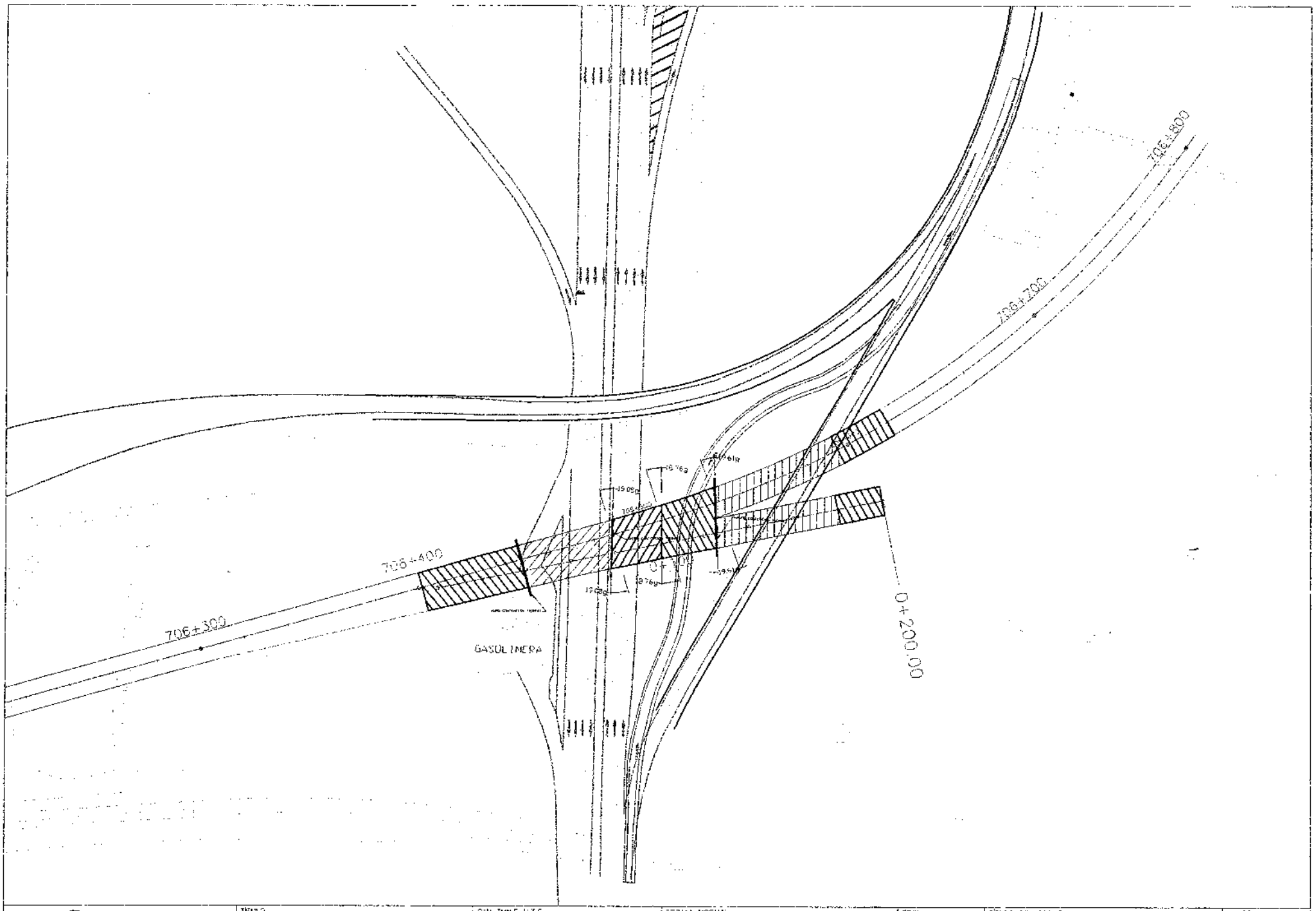
GIF	TÍTULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico / Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 4B	Nº DE PLANO Hoja de



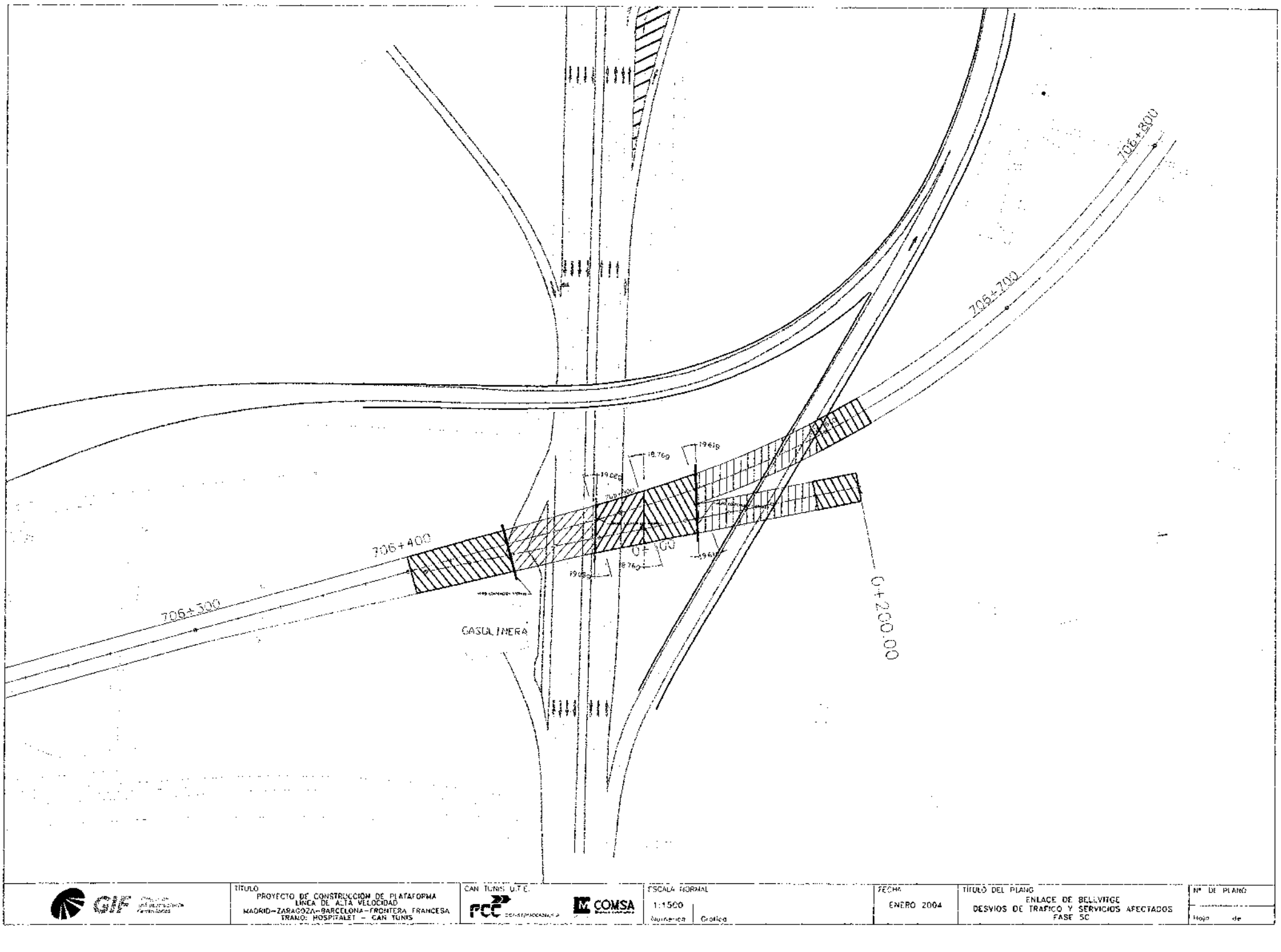
GIF	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC construcción COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico / Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 4C	Nº DE PLANO Hoja de



GIF	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC construcción COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérico / Gráfico	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 5A	Nº DE PLANO Hoja de



GIF	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica / Gráfica	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 5B	Nº DE PLANO Hoja de



GIF	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC COMSA	ESCALA NORMAL 1:1500 Numérica / Gráfica	FECHA ENERO 2004	TÍTULO DEL PLANO ENLACE DE BELLVITGE DESVIOS DE TRAFICO Y SERVICIOS AFECTADOS FASE 5C	Nº DE PLANO Hoja de

NOTA DE CÁLCULO

FASE 4 706+538,5 a 706+595

Tenemos respuesta a la cota z = 12,80m

SECCIÓN INICIAL: PK: 706+528,5

Pendiente: p = 1,432%

Trasdós: R 36,80m

PK medio: 705+944

ΔPK = 594,5m → Δh = 8,513m

Z cant = 3,365 − 8,678 = −5,148m → Z cant = −5,15m

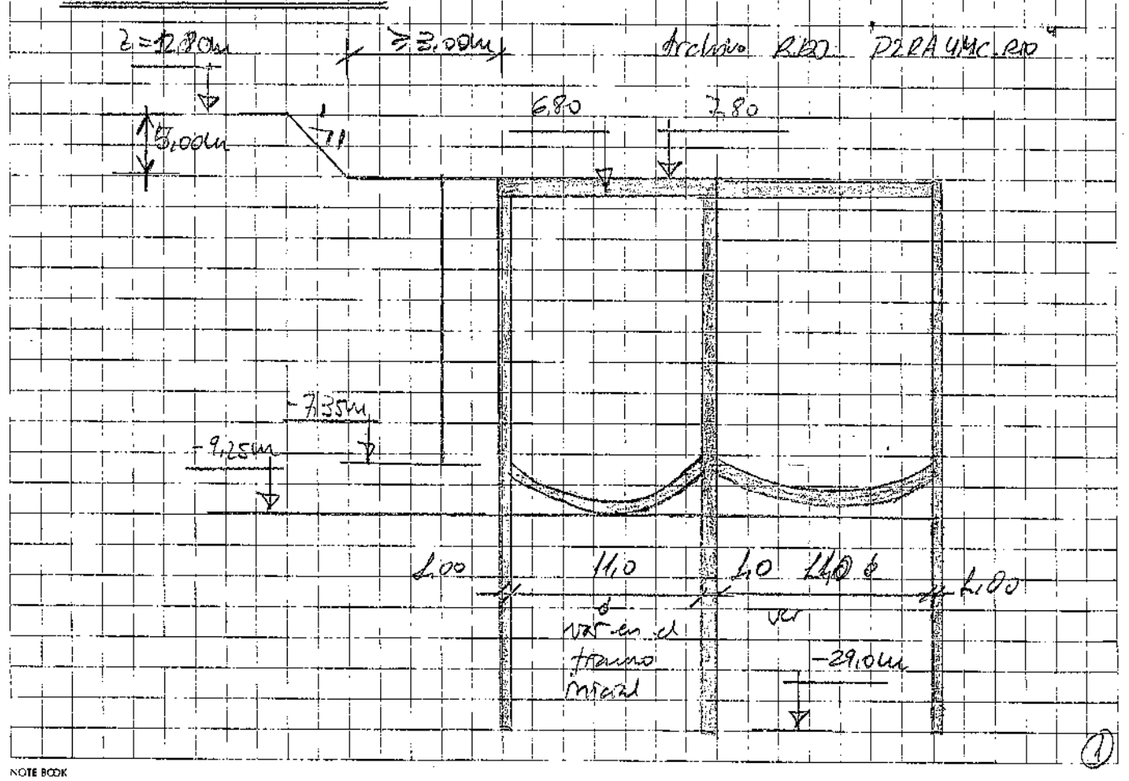
→ CME = −9,25m

→ Z contabovedá = −7,35m

Δ = 4,10m

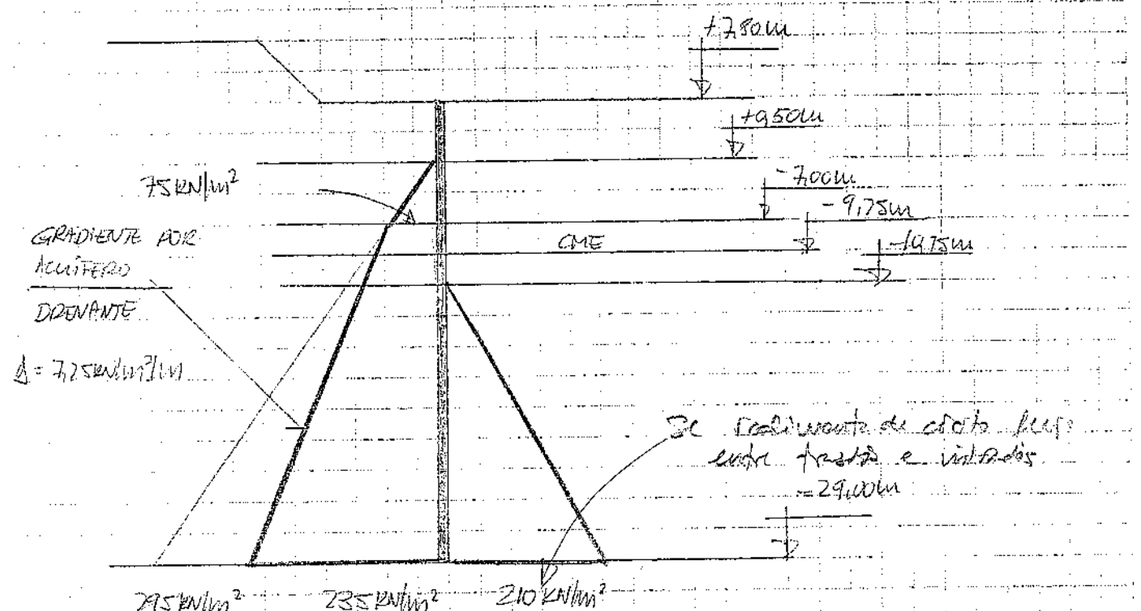
Δ = 2,20m

SECCIÓN TRANSVERSAL:

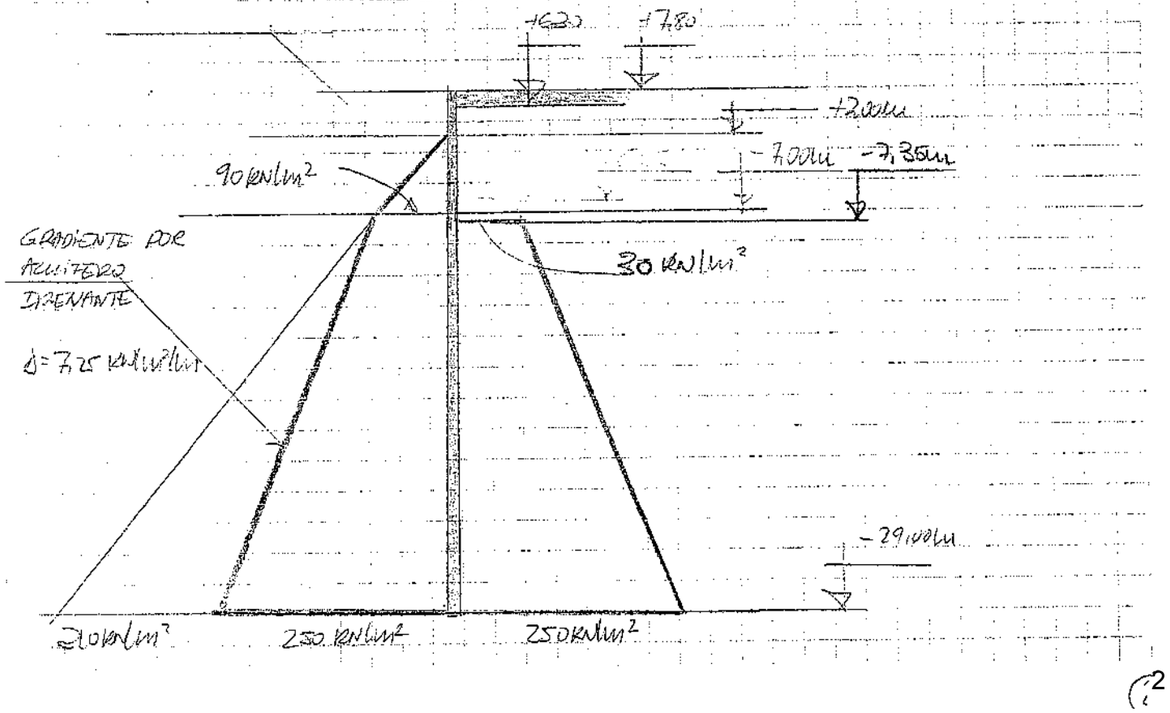


PRESIONES DE AGUA

Se mantiene el mismo esquema de acodalamiento de cada entre pantallas que en el tramo de prueba



PRESIONES DE AGUA EN ESTADO DEFINITIVO (AVENIDA MÁXIMA NF)



Cam Tunnel

28-Mayo-2004

RIGIDECES:

① CUBIERTA: $h = 1{,}50m$ $l = 25{,}00m$ $l/2 = 12{,}50m$ $E = 27264\ MPa$

$A = 1{,}50\ m^2/m$

$$K = \frac{1{,}50\ m^2/m \cdot 27264\ MPa}{12{,}50m} = 3275\ MN/m/m = 3275000\ KN/m/m$$

$K = 3.27500\ Tn/m/m$ CUBIERTA

② PUNTALES (PROVISIONALES Y DEFINITIVOS)

$A = 2 \times 198 cm^2 = 396\ cm^2$/puntal (aproximadamente) $l = \frac{24{,}0}{2} = 12{,}00m$

$$K = \frac{EA}{l} = \frac{3960 \cdot 10^{-4}\ m^2/puntal \cdot 2{,}1 \cdot 10^5\ MPa}{12m} = 693\ MN/m/puntal$$

Disponiendo puntales cada 2,50m

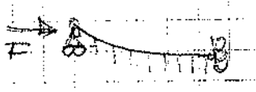
$K = 2772\ KN/m/m \rightarrow K = 277200\ KN/m/m$

$K = 2772\ Tn/m/m$ PUNTALES

③ SOLERA

Modelo SAP para determinar la rigidez de la solera

Por la geometría se toma como referencia la contabovedilla tramo tipo con $l = 11{,}00m$



$\rightarrow F = 1000\ KN$ ← Ver nota de cálculo tramo pinchado

$\delta = 7{,}690 \cdot 10^{-4} \rightarrow \delta_{total} = 0{,}0015384\ m$

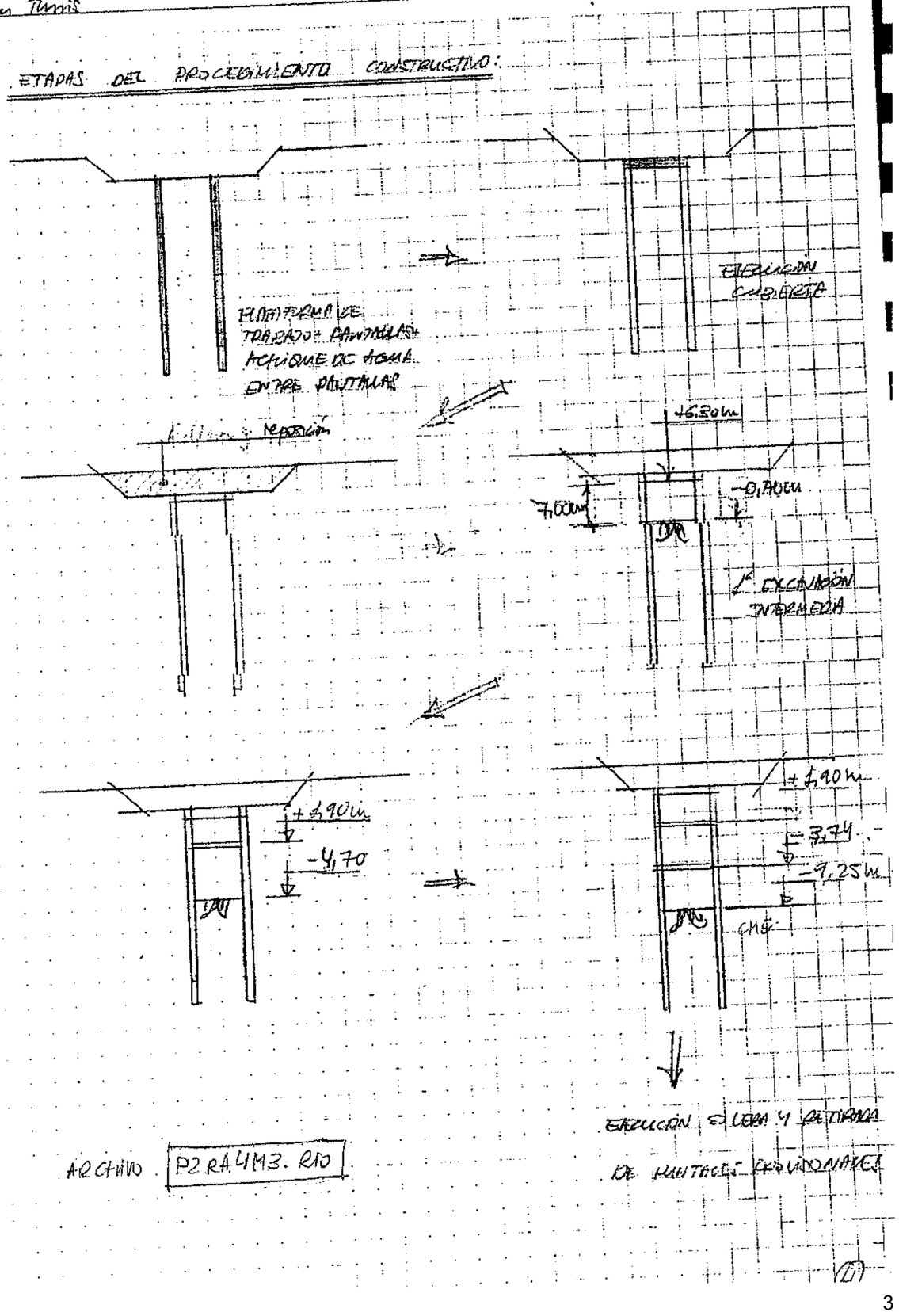
$$k = \frac{F}{\delta} = \frac{1000 \cdot KN}{0{,}0015384m} = 650200\ KN/m/m \rightarrow k = 65020\ Tn/m/m$$

(3)

15-Junio-2004

Cam Tunnel

ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



ARCHIVO P2R4M3.RIO

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA4M *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.74 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 4¦ FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* SECCION FINAL PK 706+538.55
7.80
-29.0 1.0^3*2.726E6/12
12.80
* 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) 7.80
EXC(2) 7.80
SUB(1,1) 7.80 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 7.80 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 7.80 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 7.80 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 7.80 6.0 7.0 8.0
SUB(1,1) 7.80 7.0 8.0 10.0
SUB(1,1) 7.80 8.0 35.0 11.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -29.0 23.5
WAT(2) -10.25 0.0
WAT(2) -29.0 21.0
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 327500
SUB(1) 7.80 0.0 35.0 ~~5.0~~ 11.0
CAL
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70
EXC(2) -0.70
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=1.90 Y EXCAVACION HASTA Z=-4.70
STR 1.90 1.0 0.0 0.0 30000
EXC(2) -4.70
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.74 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.74 1.0 0.0 0.0 30000
EXC(2) -9.25
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -7.35 1.0 0.0 0.0 65000
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -29.0 25.0
WAT(2,1) -7.35 0.0 3.0
```

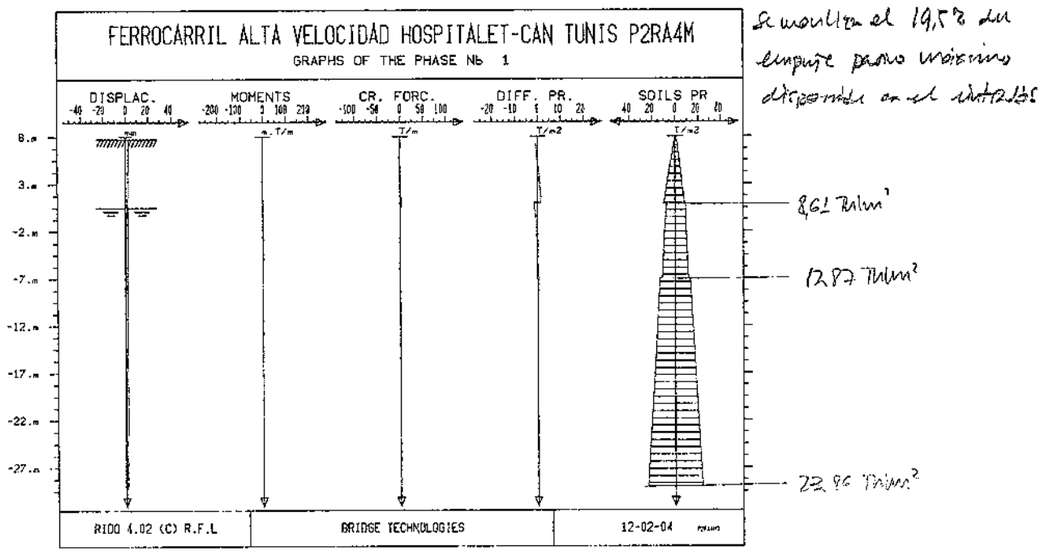
Del lado seguro, en realidad en la sección inicial el relleno está unos 20cm de H.cimi. aprox.

← Sustituye a las cargas anteriores

```
WAT(2) -29.0 25.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*327500
STR -7.35 1.0 0.0 0.0 0.66*65000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

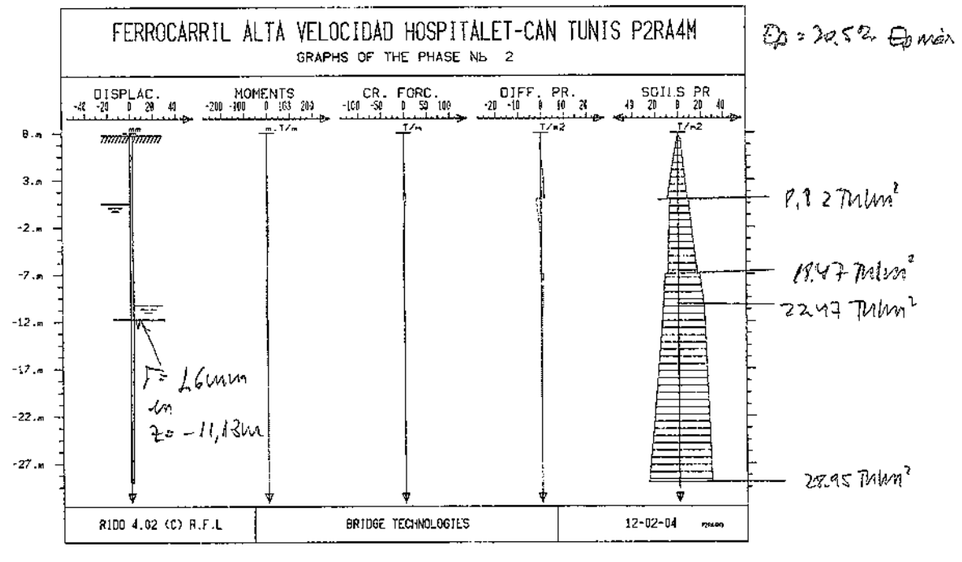
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN INICIAL 706+538.55

ESTADO PREVIO:

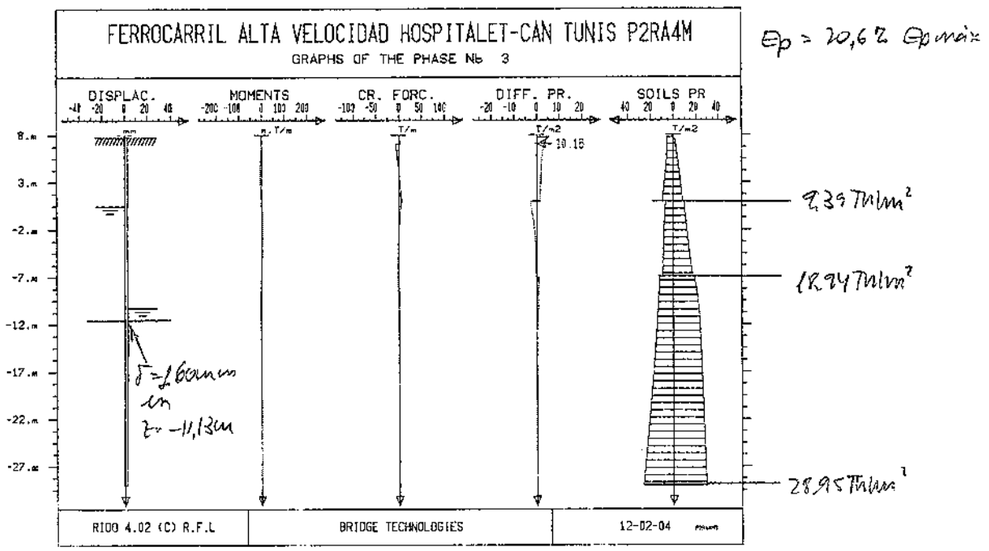


Se moviliza el 19,5% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

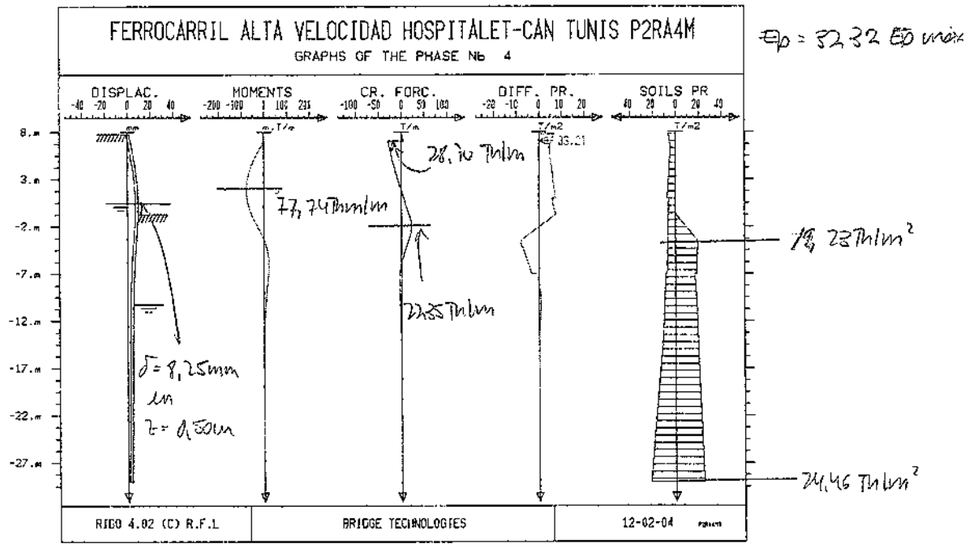
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



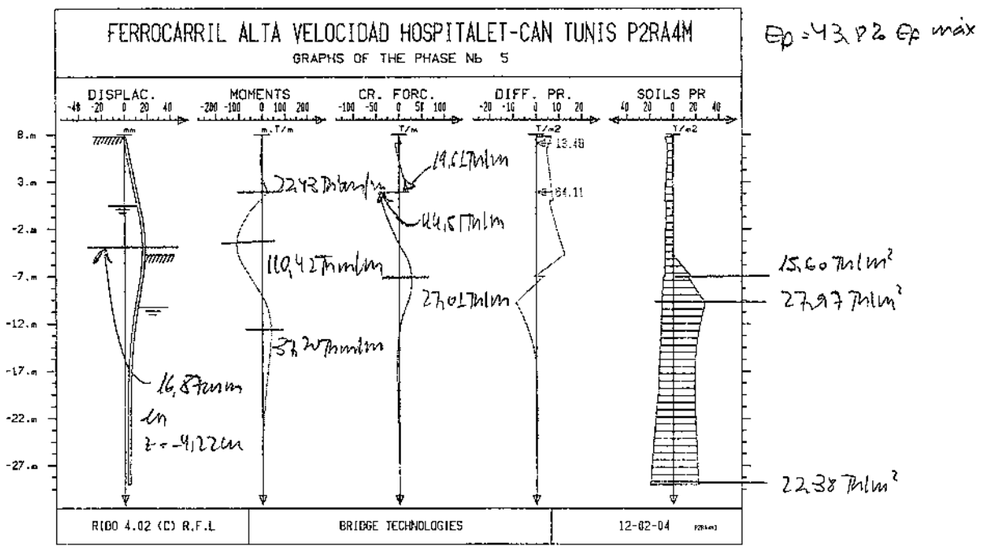
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



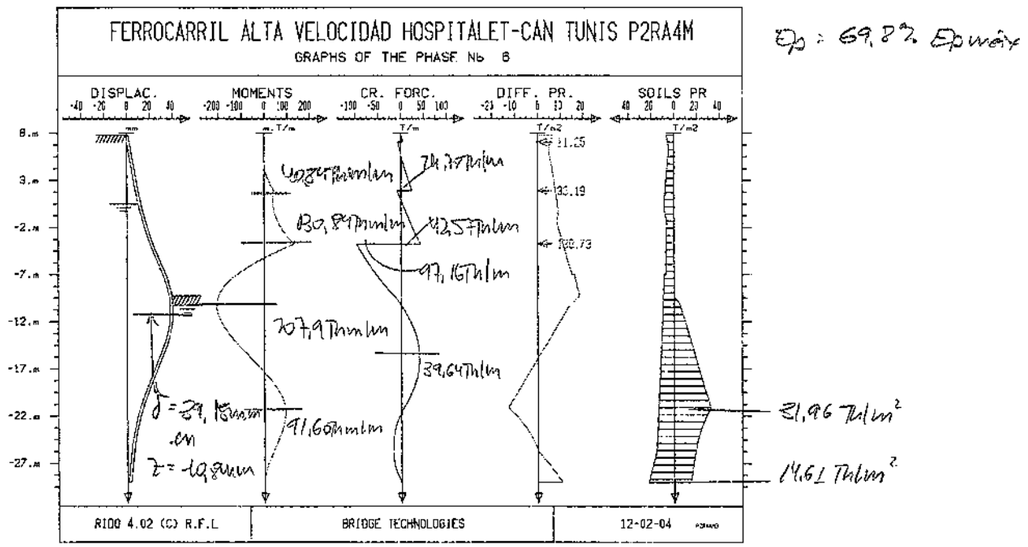
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:



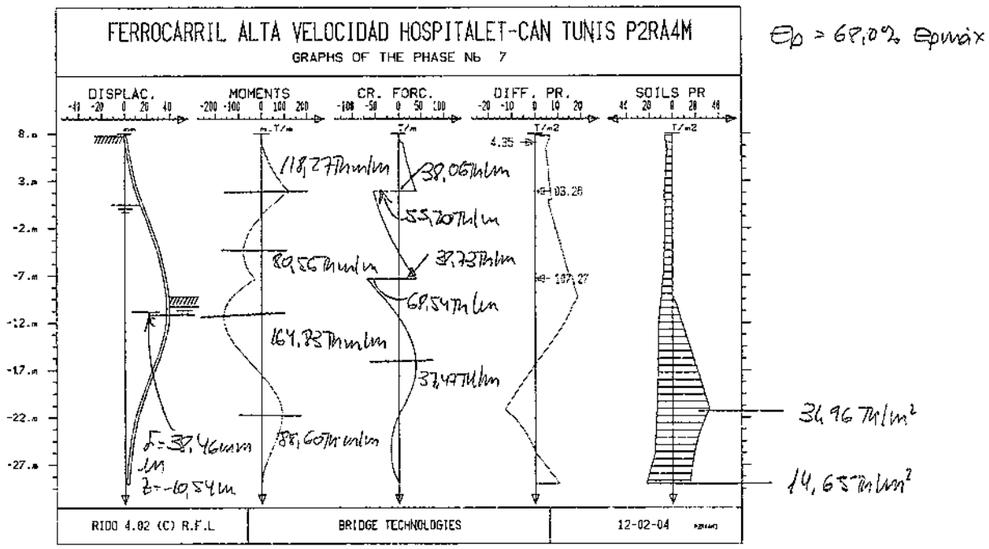
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+1.90 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.70:



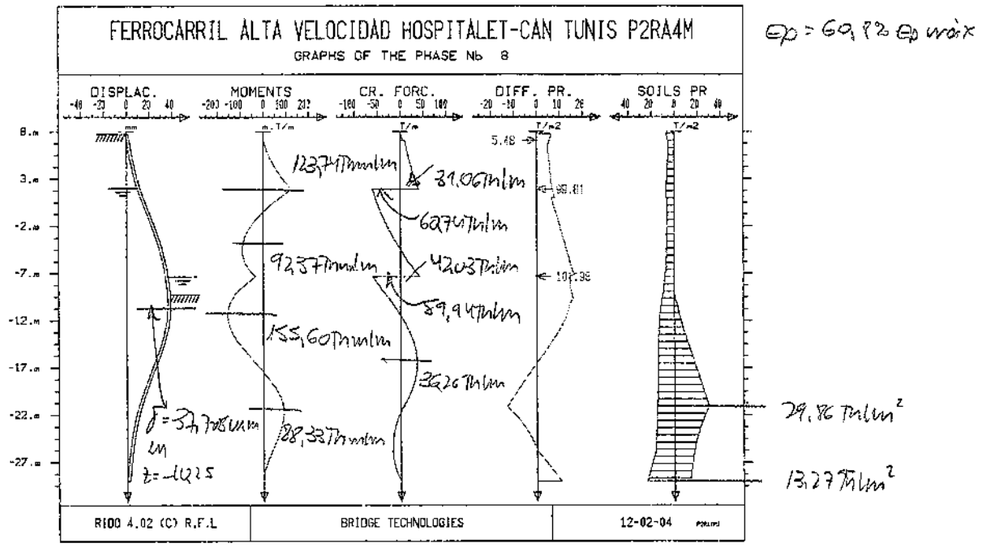
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.74 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



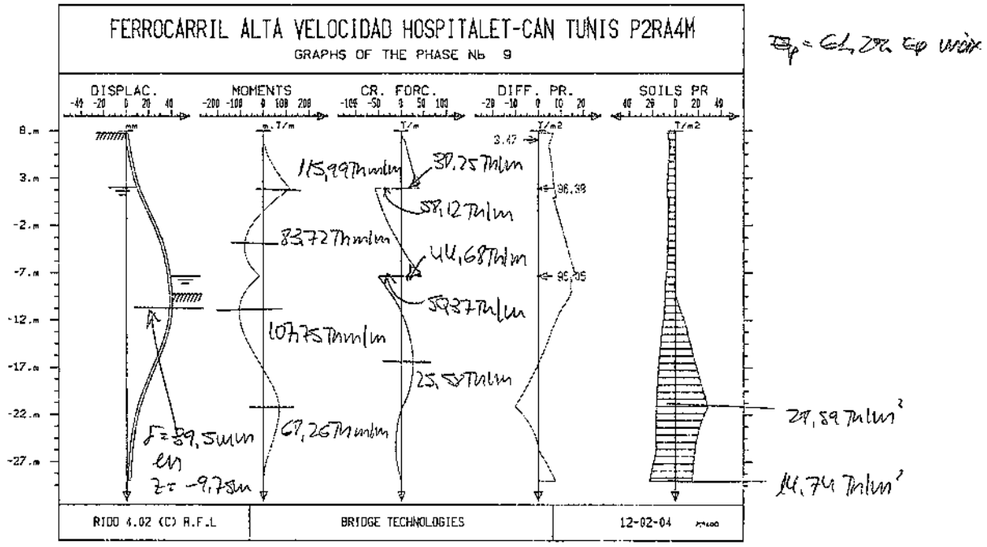
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



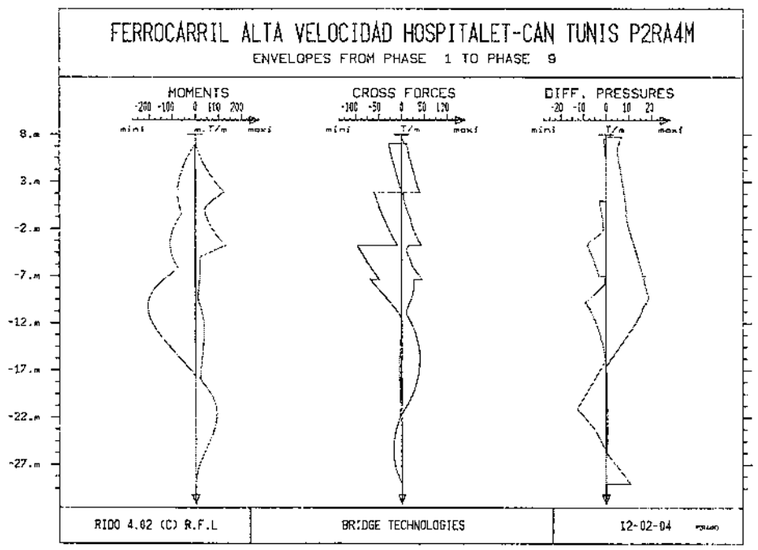
SUBIDA DEL NF:



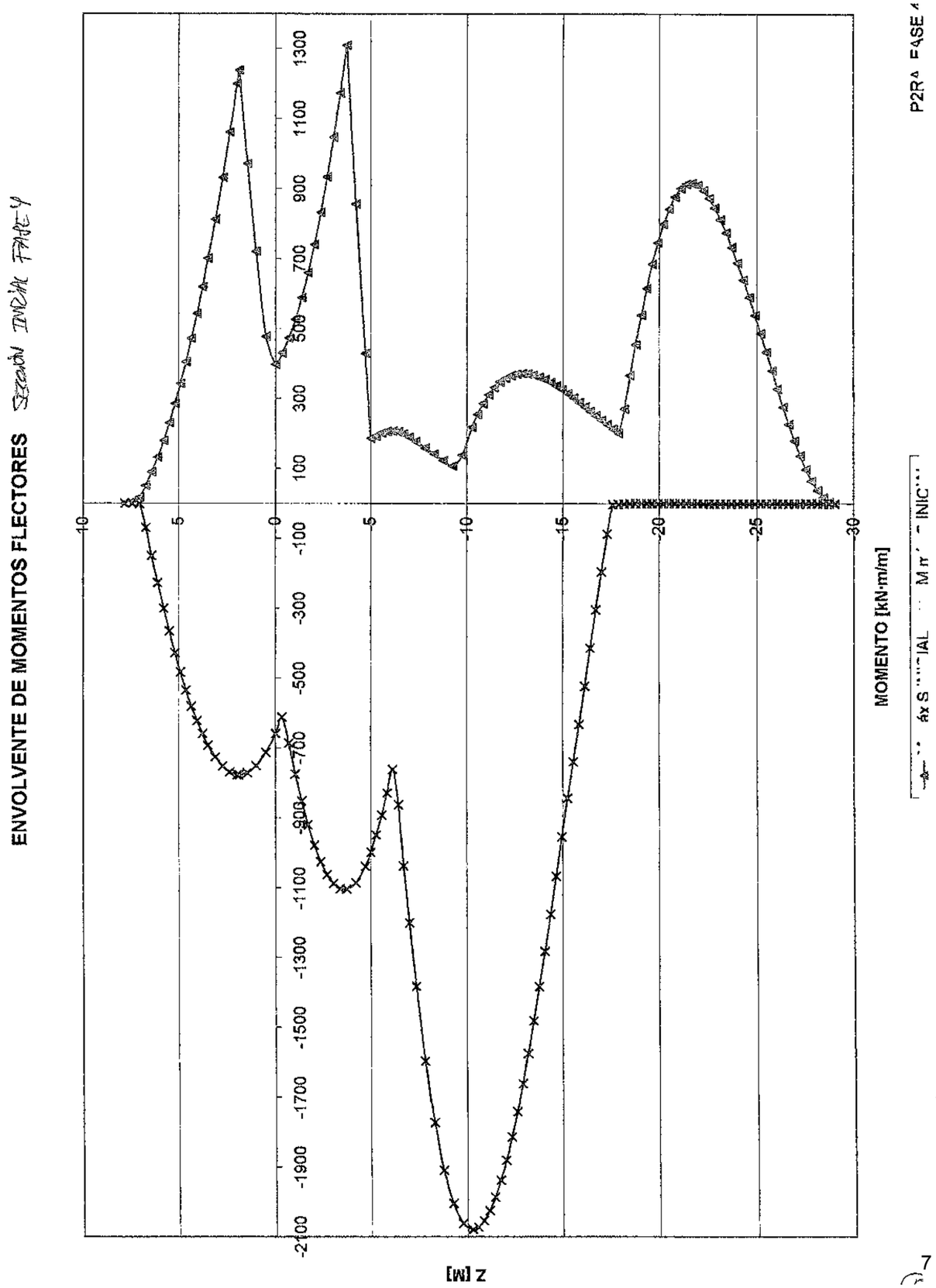
FLUENCIA:

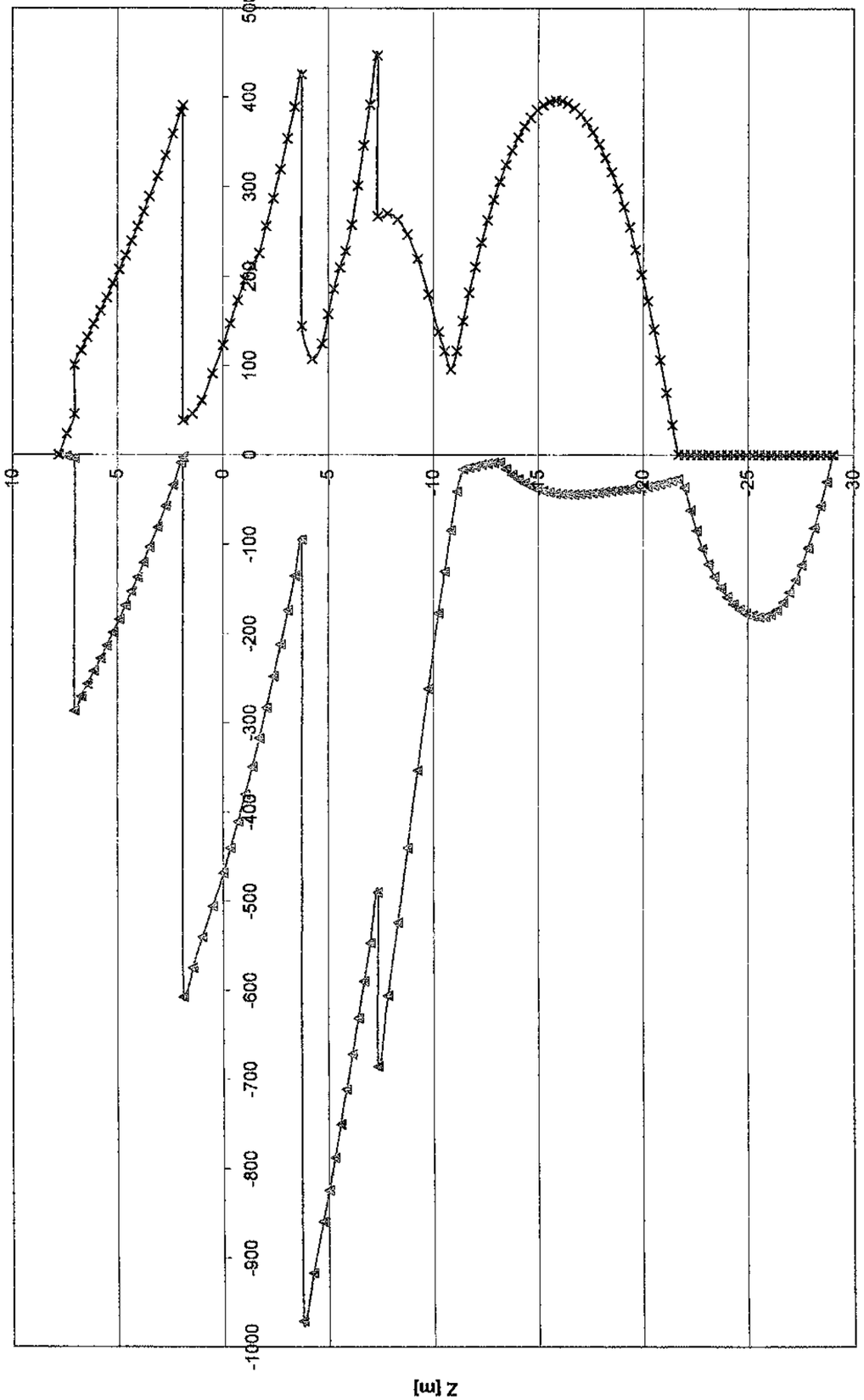


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)





Cau Tunis -7- 30-Junio-2004

SECCIÓN FINAL Pk = 706+595

Está en el arranque en altado.

ie = 4,432%

Ze = -5,455 m

Pke = 706+560,142

ΔPk = 34,858 m

$Z = Ze - ie\,\Delta Pk + \frac{\Delta Pk^2}{2R}$

$Z = -5,455 - \frac{4,432}{100}\,34,858 + \frac{34,858^2}{2 \cdot 14000} = -5,857\,m$

Zcarril = -5,357m
ZCIMT = -9,50 m
Z cimentación = -7,80 m

SECCIÓN TRANSVERSAL

Alzado Pk: P2RA5MC. Pk0⁴

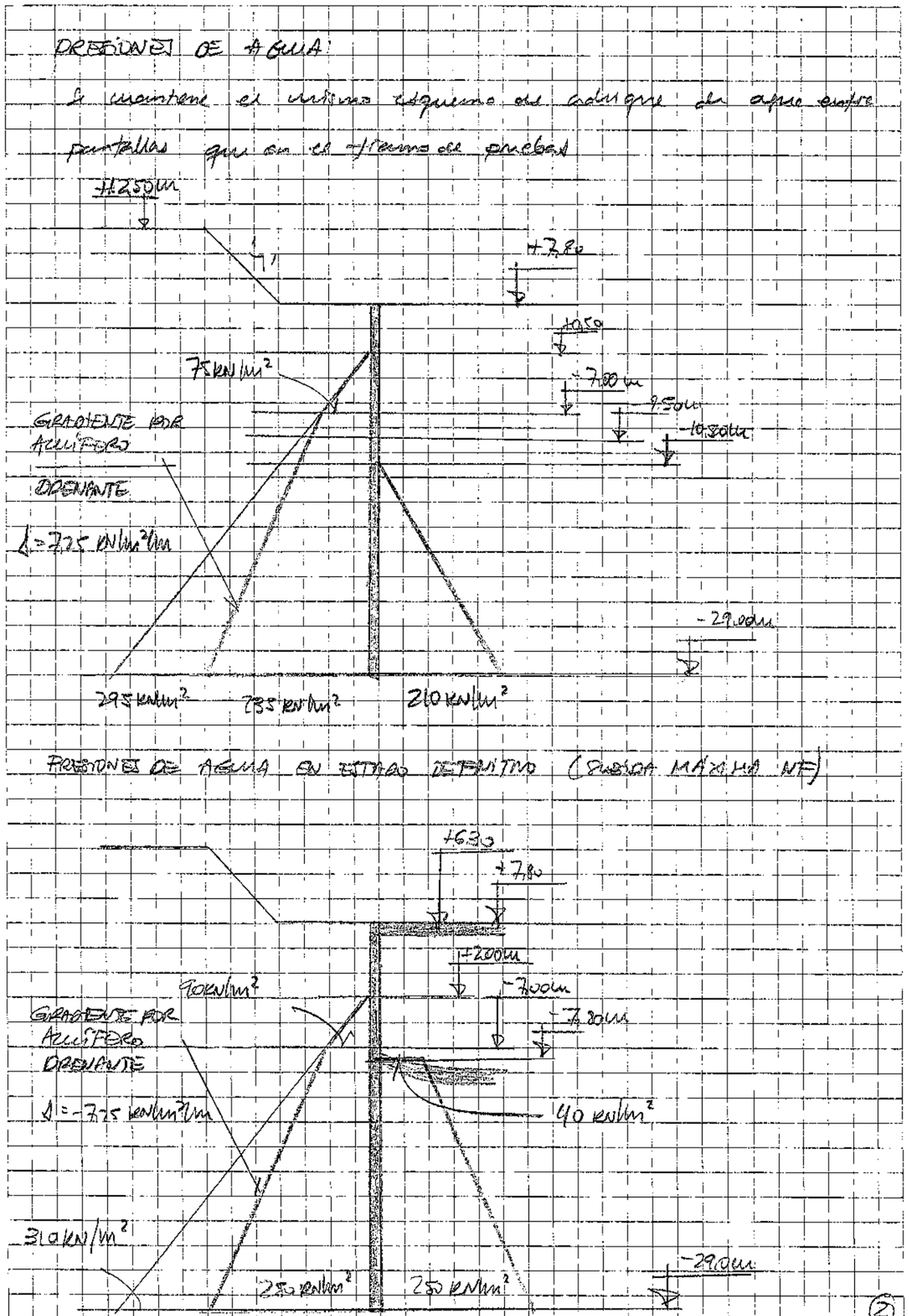
+2,80 m
-6,55
+7,80 m
4,25
-7,80 m
-9,50 m
4,0 m
11,000 m
4,0 m
-29,00 m

8

NOTE BOOK

PRESIONES DE AGUA:

Se muestran el unico esquema de calculo que se hace entre pantallas que es el tramo de prueba



RIGIDECES:

① CUBIERTA: $h = 1.50m$ $l = 12.00m$ $(l_2 = 6.00m)$ $E = 27264$ MPa

$A = 1.50 m^2/m$

$K = \frac{EA}{l} = \frac{27264 \cdot 1.5}{6.00} = 6816$ MN/m/m

$K = 621600$ Tn/m/m → **$K_{cubierta} = 682\,000$ Tn/m/m**

② PUNTALES: (Provisionales y definitivos)

$A = 2 \times 198 cm^2 = 396 cm^2$ / puntal (aproximadamente)

$l = 11.0/2 = 5.50m$

$K = \frac{EA}{l} = \frac{2.1 \cdot 10^5 MPa \cdot 396 \cdot 10^{-4} m^2}{5.50m} = 1512$ MN/m/puntal

Disponiendo un puntal cada 2.50m

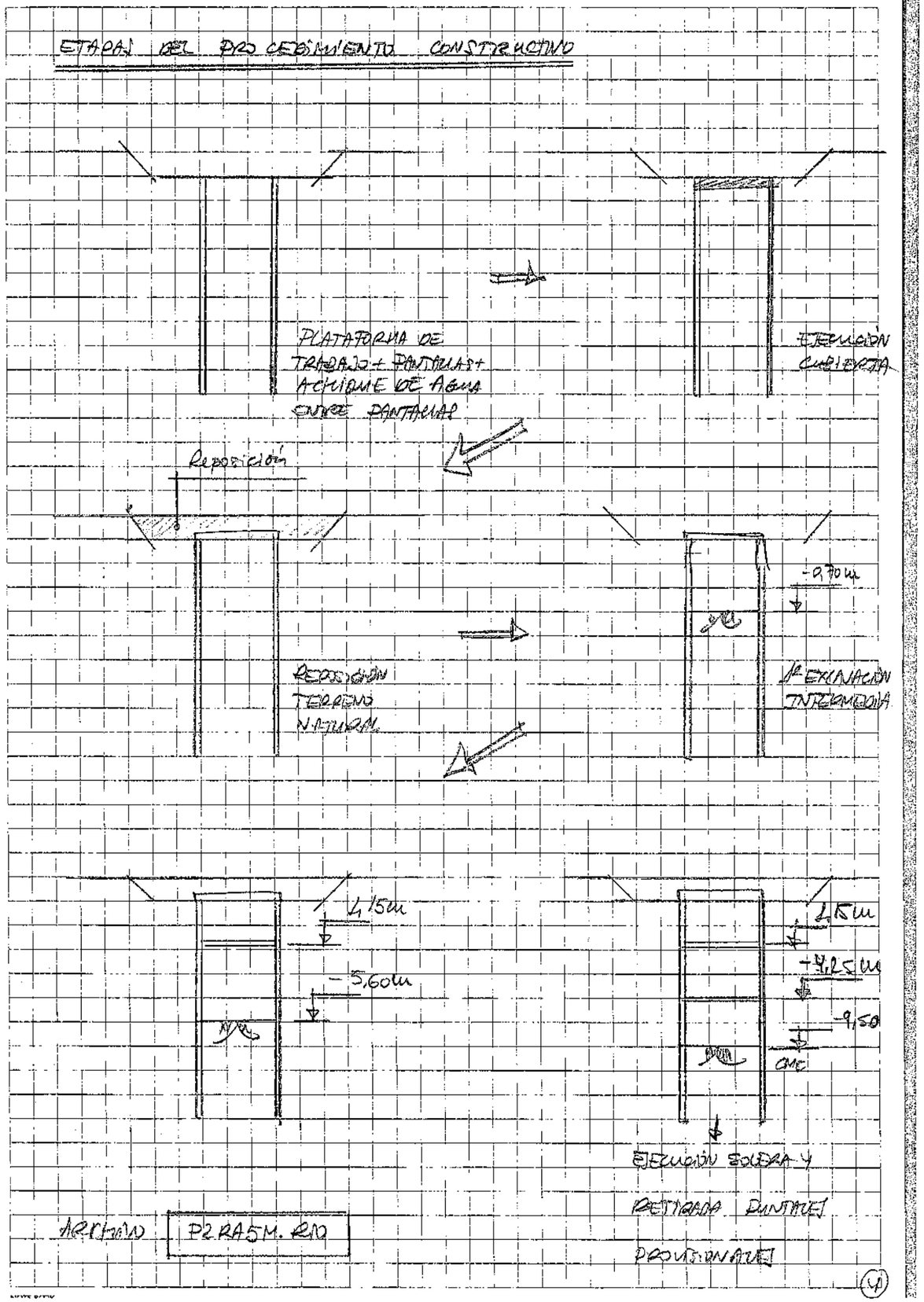
$K = 60480$ Tn/m/m **$K_{puntales} = 60\,500$ Tn/m/m**

③ SOLERA

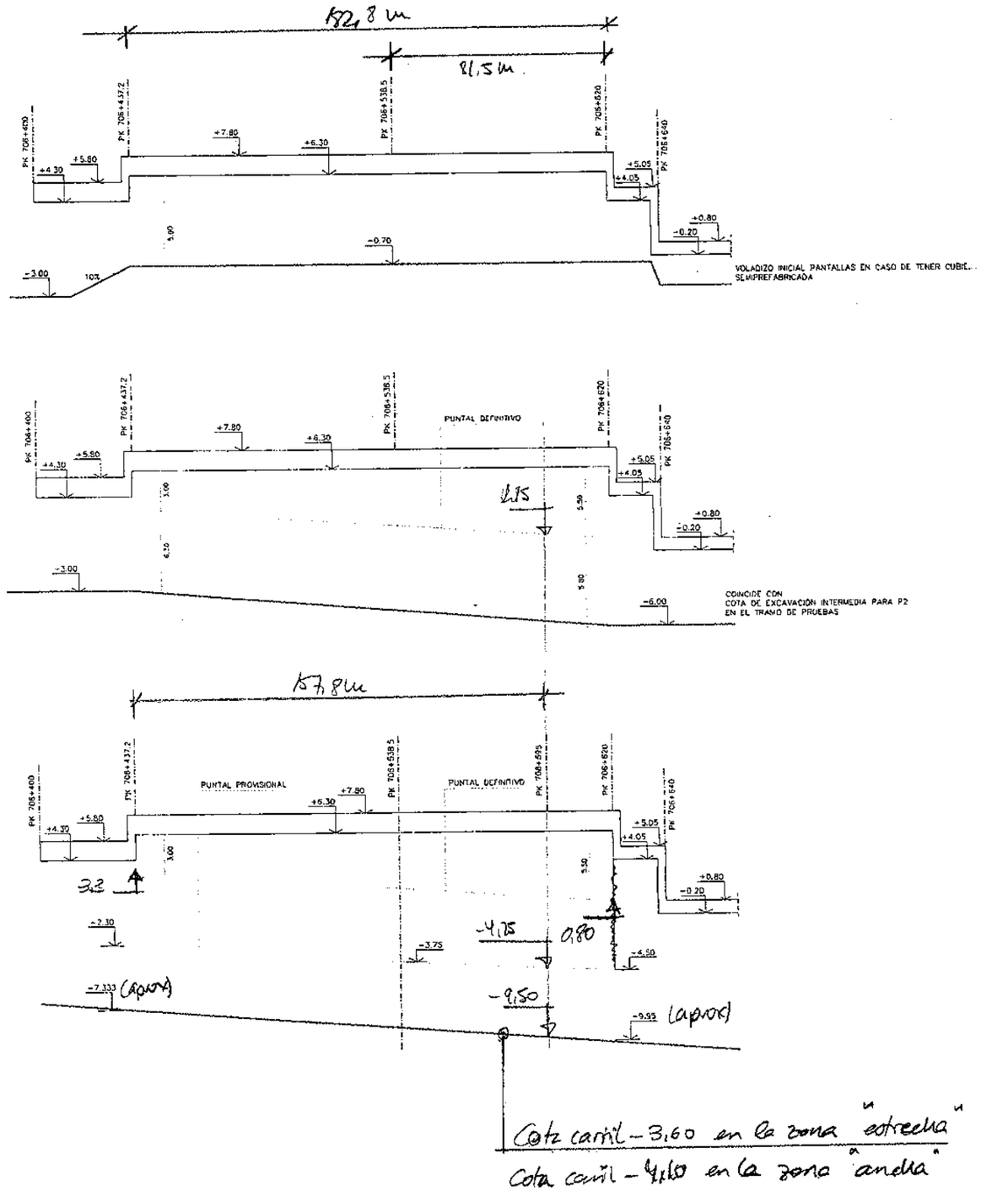
$K_{solera} = 130\,000$ Tn/m/m Ver tramo de pruebas

Cam Tunnel 20-junio-2004

ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO CALLE B-17



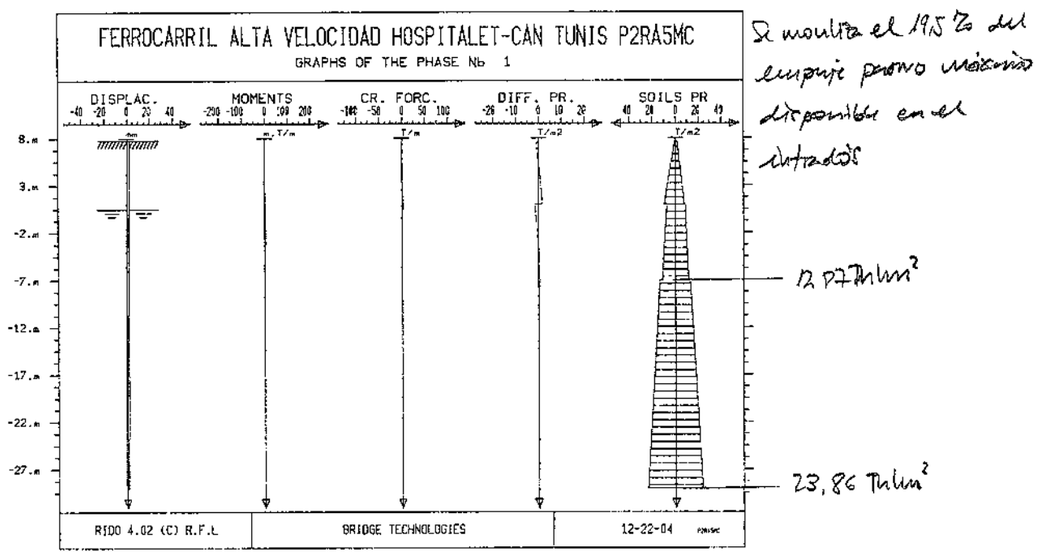
Cota carril – 3,60 en la zona "estrecha"

Cota carril – 4,60 en la zona "ancha"

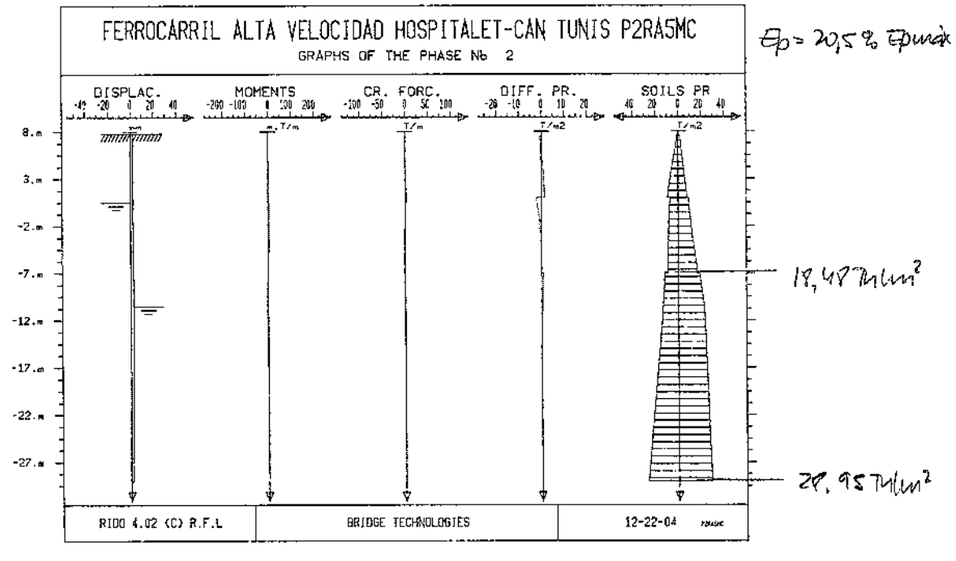
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA5MC *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -4.25m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 4¦ FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* SECCION FINAL PK 706+595
7.8
-29.0 1.0^3*2.726E6/12
12.80
* 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) 7.80
EXC(2) 7.80
SUB(1,1) 7.80 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 7.80 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 7.80 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 7.80 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 7.80 6.0 7.0 8.0
SUB(1,1) 7.80 7.0 8.0 10.0
SUB(1,1) 7.80 8.0 35.0 11.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -29.0 23.5
WAT(2) -10.5 0.0
WAT(2) -29.0 21.0
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 682000
SUB(1) 7.80 0.0 35.0 11.0
CAL
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70m
EXC(2) -0.70
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=1.15 Y EXCAVACION HASTA Z=-5.60
STR 1.15 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -5.60
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.25 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -4.25 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -9.50
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -7.80 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -29.0 25.0
WAT(2,1) -7.80 0.0 4.0
WAT(2) -29.0 25.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*682000
STR -7.80 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN FINAL 706+595

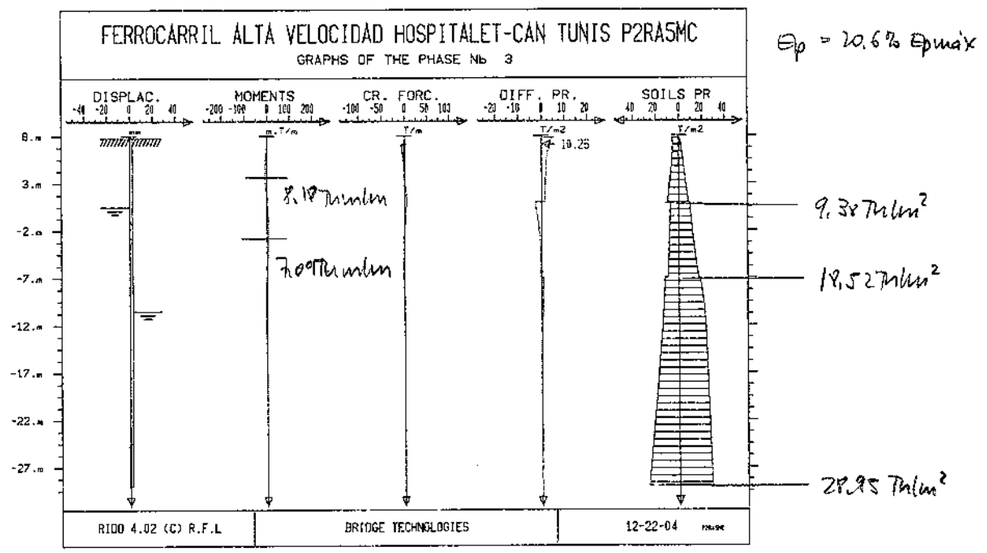
ESTADO PREVIO:



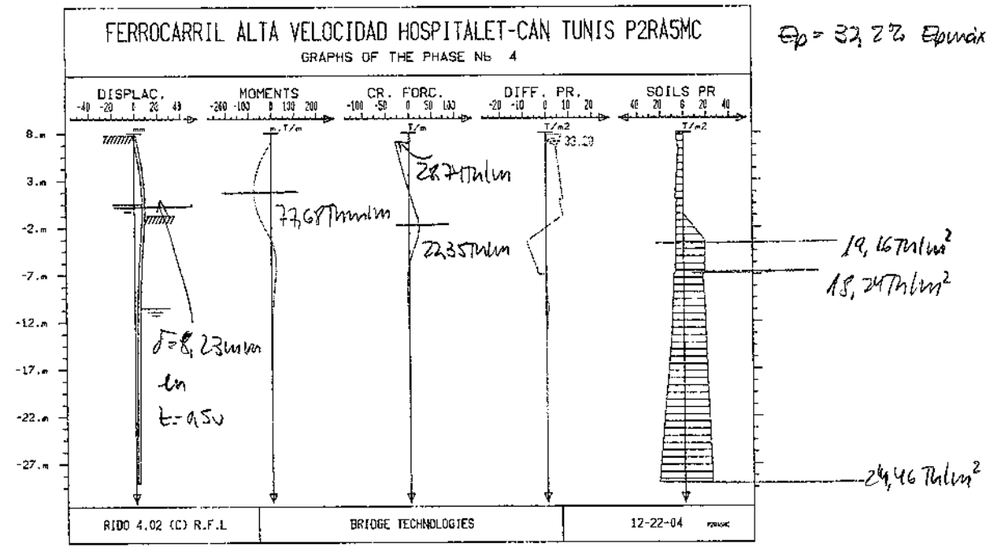
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



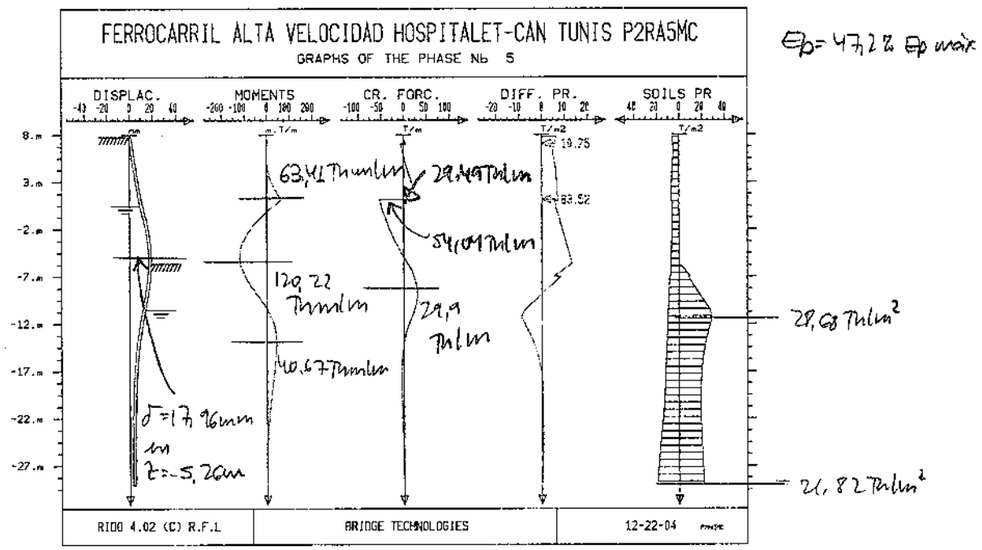
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



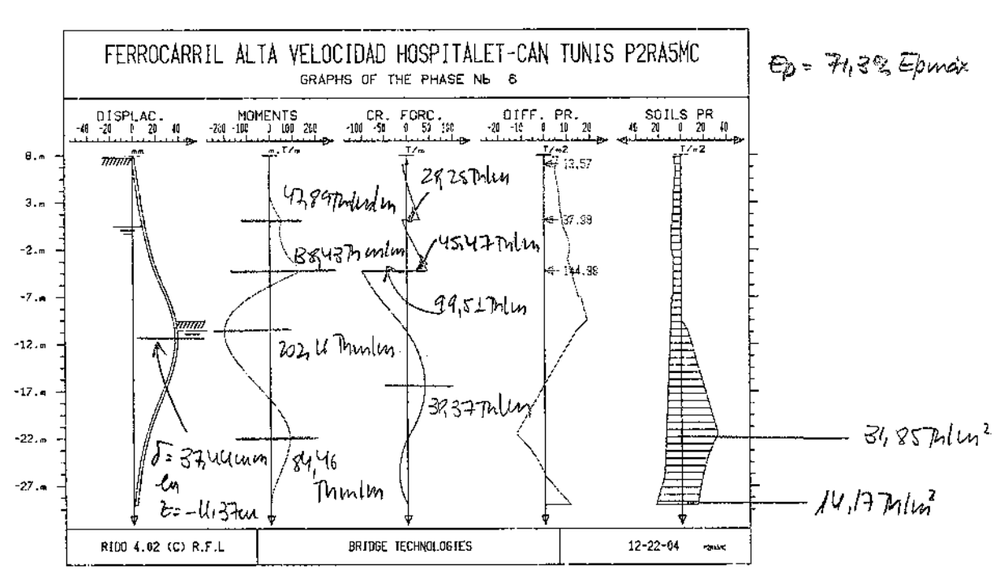
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:



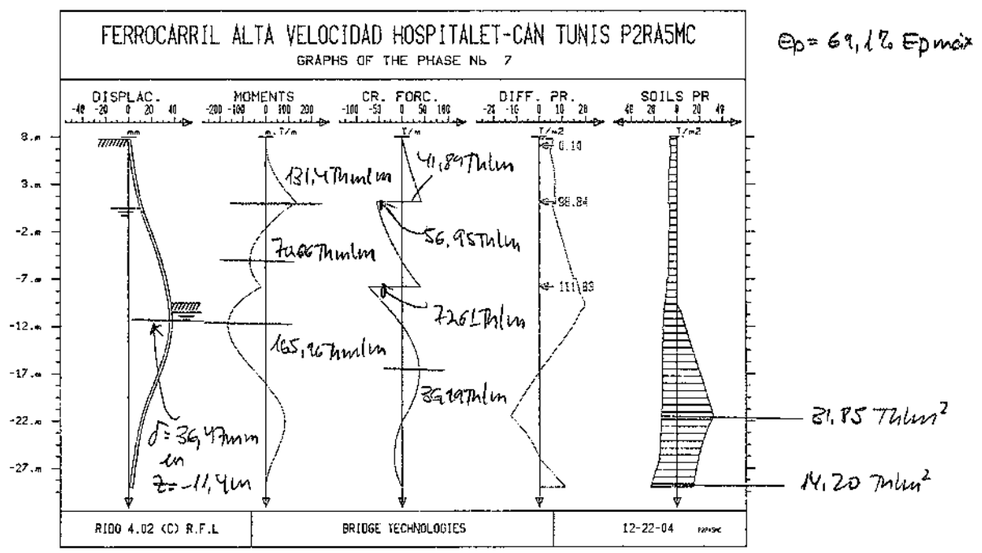
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+1.15 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-5.60:



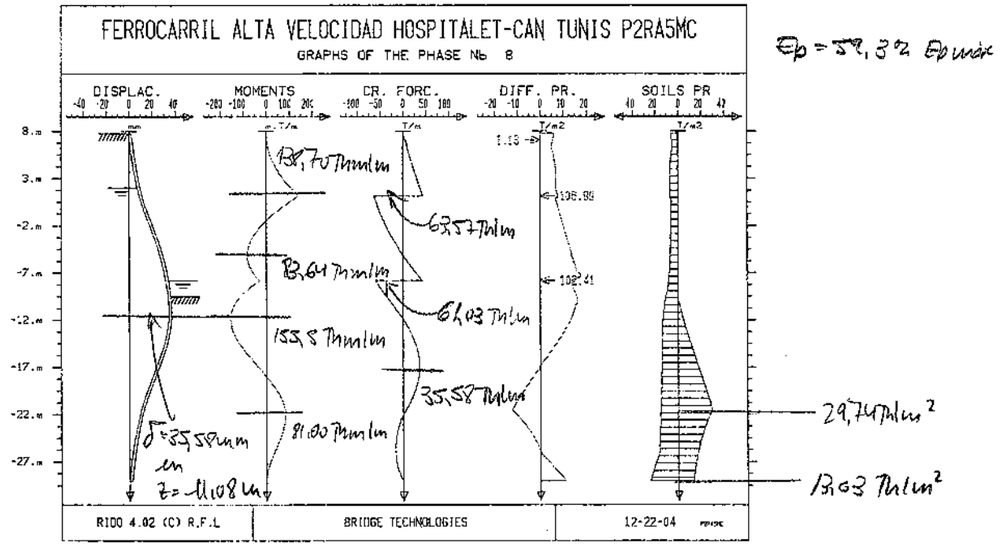
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.25 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



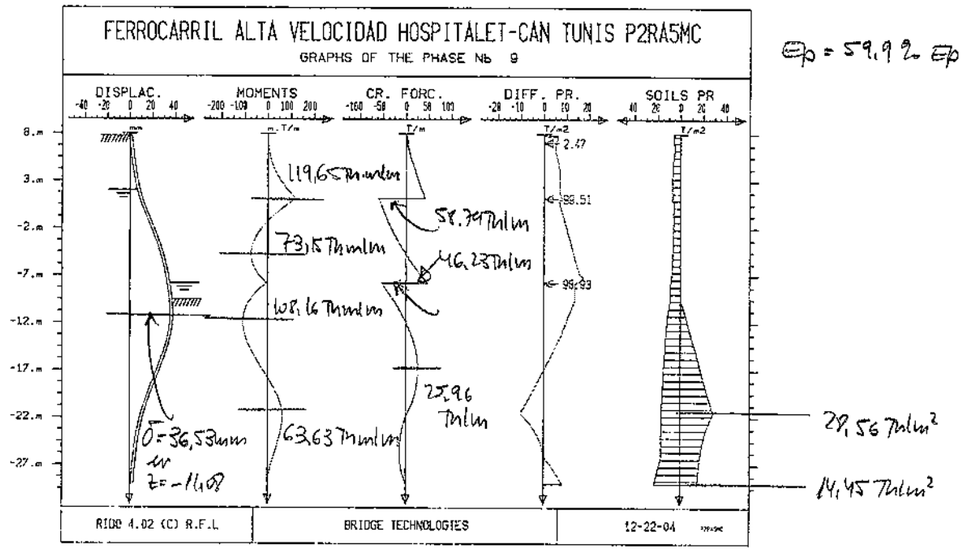
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



SUBIDA DEL NF:

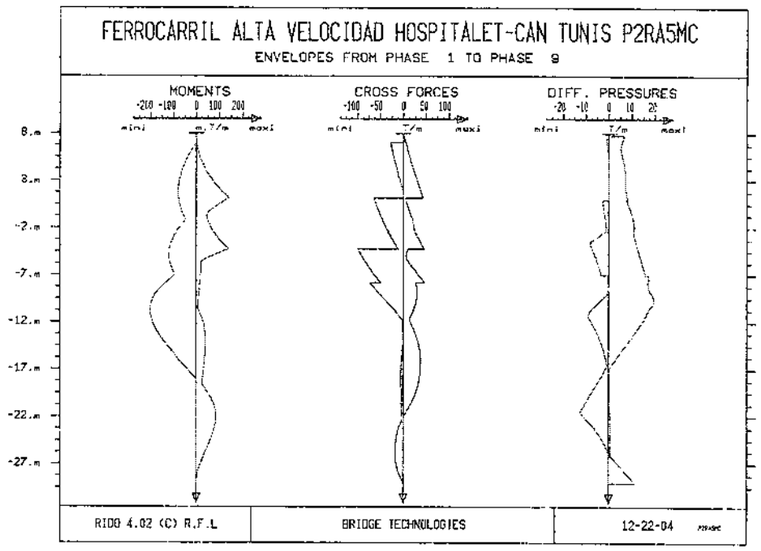


FLUENCIA:

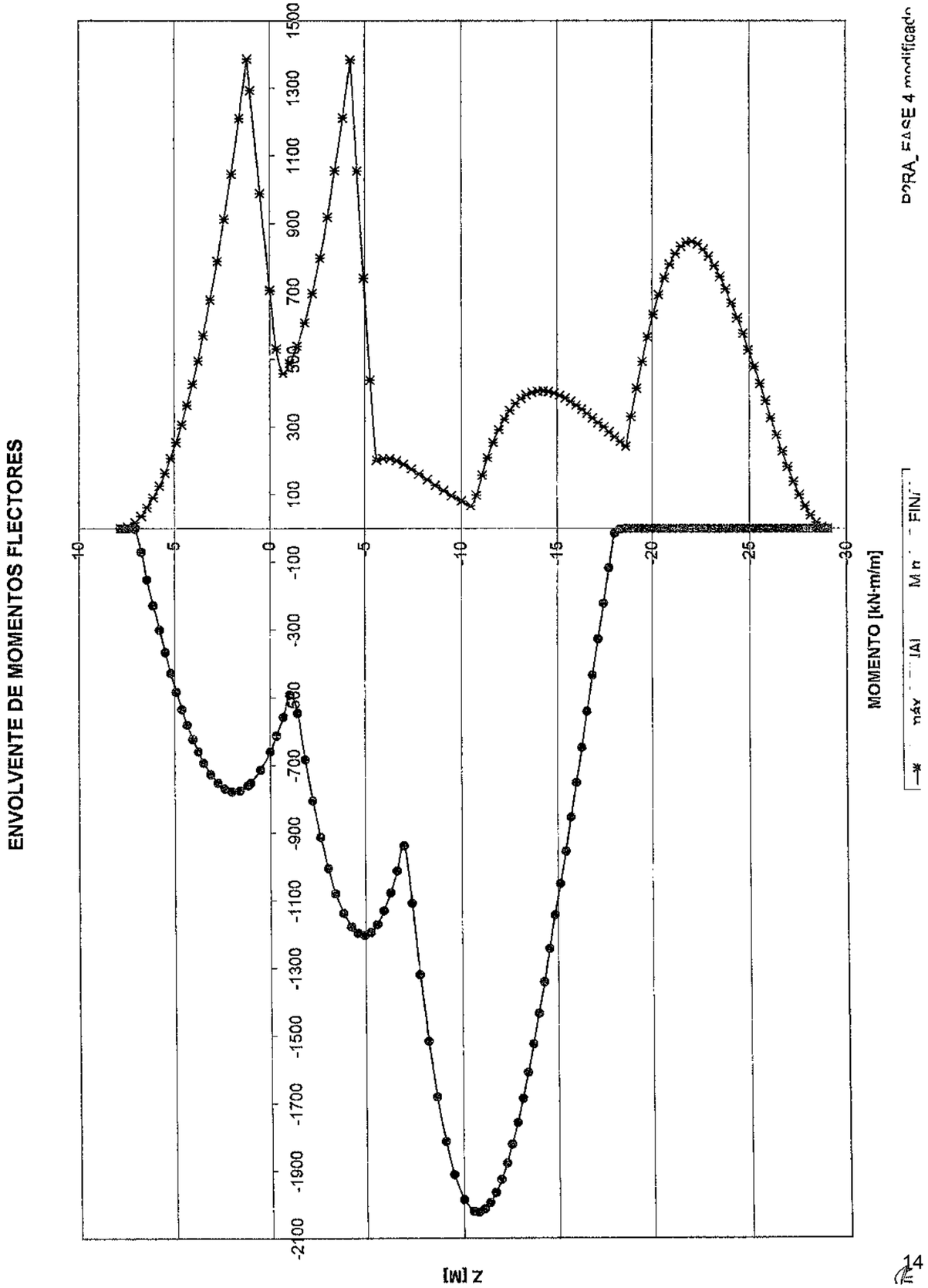


Ep = 59,92 Ep máx

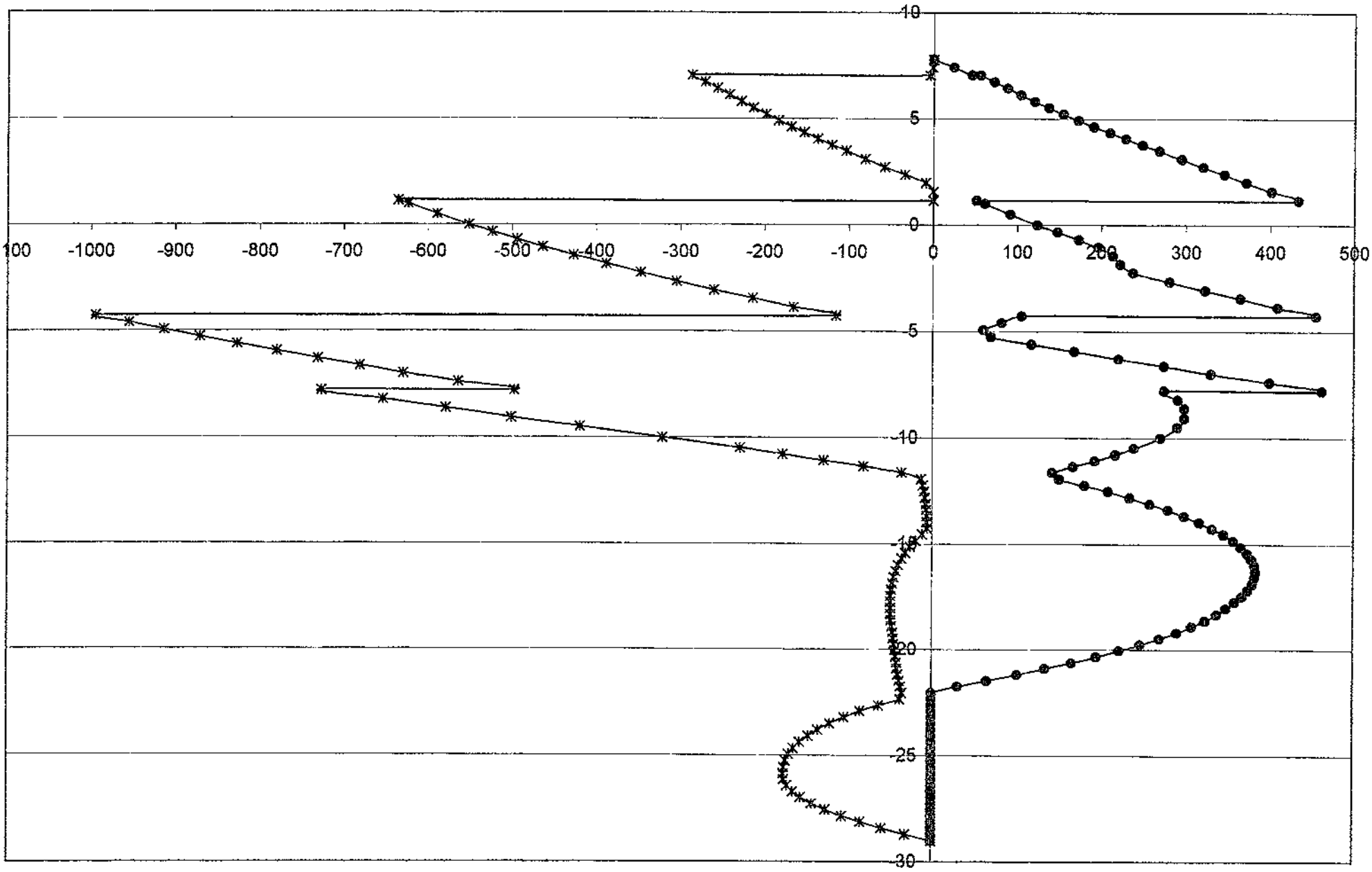
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS



ENVOLVENTE DE CORTANTES



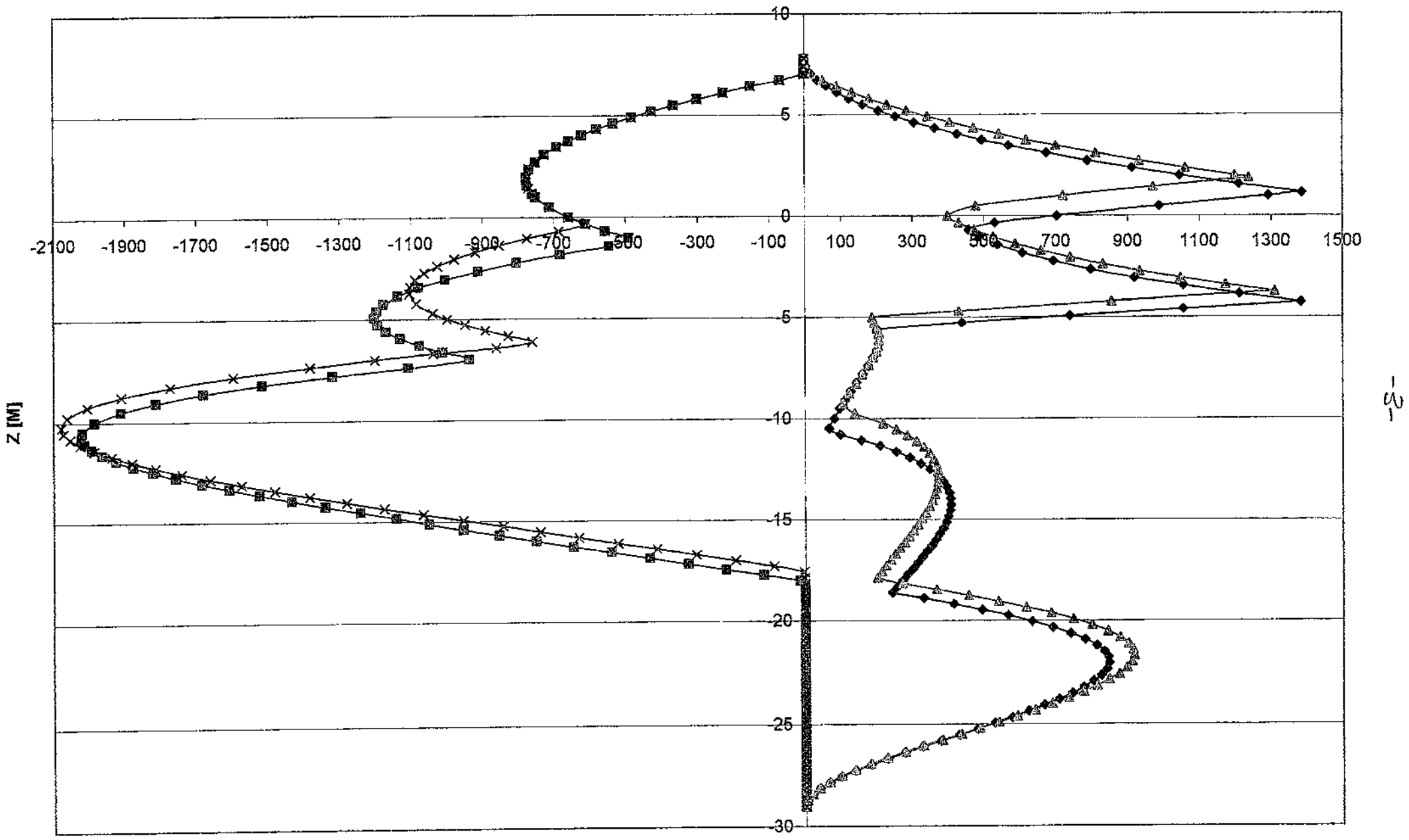
CORTANTES V [kN/m]

V mín S FINAL — V máx S FINAL

P2RA_FASE 4 modificado
22/12/2004

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES Fase Y cruce B-A

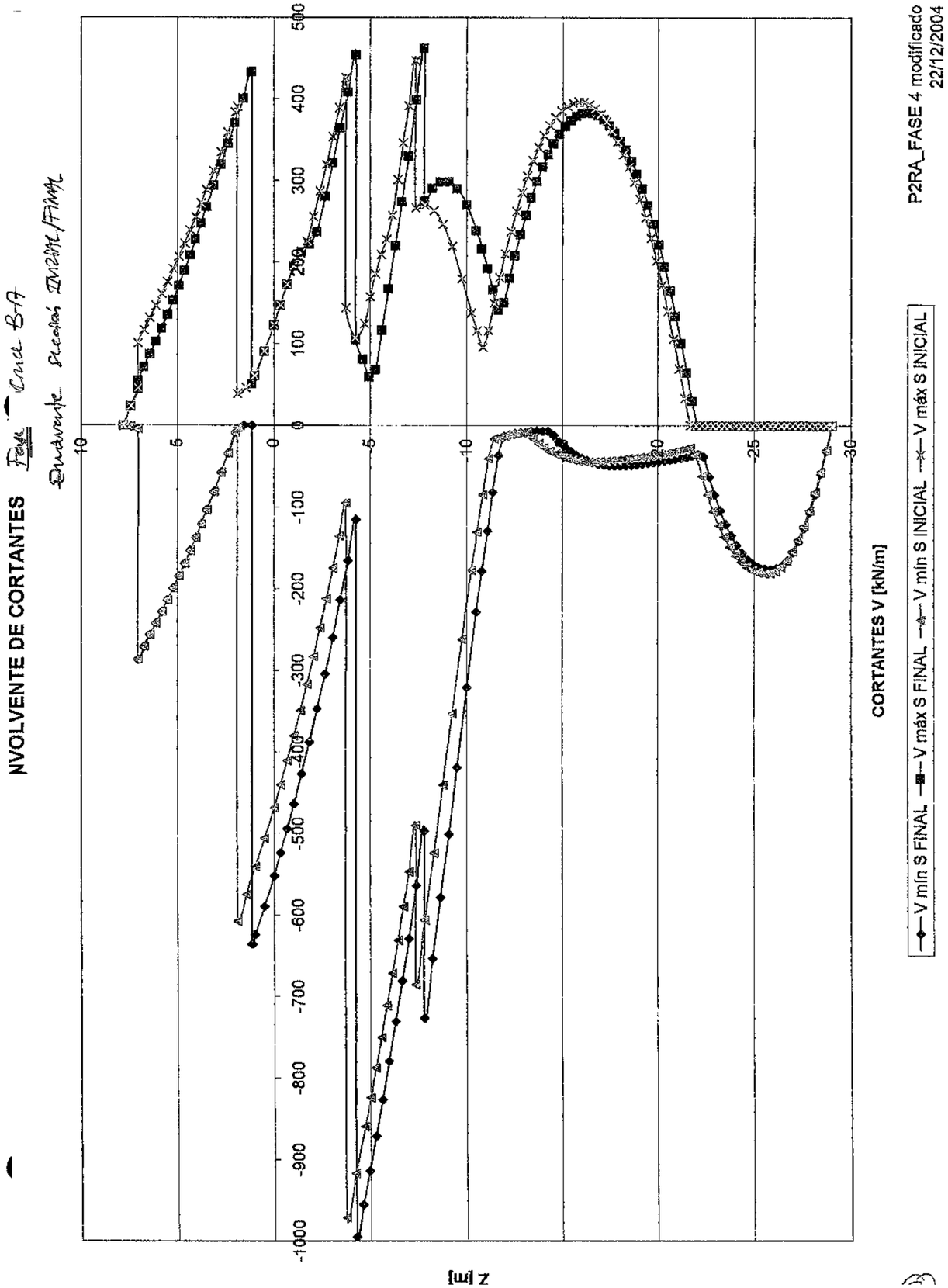
ENVOLVENTE S INICIAL/S FINAL



MOMENTO [kN-m/m]

M S FI... mín S FINAL ... M mín S INICIAL M máx S INICIAL

P2RA_FASE 4 modificado



Can Tunis 22-02-04

NOTAS DE ARMADO:

I) FLEXIÓN

Ia) INTRADÓS

· Pico de momento: m_k = 2079 kN·m/m

m_d = 3118,5 kN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC: A_s = 107,52 cm²/m

En 50 cm de bataola A_s = 537,65 cm² → 67 Φ32

Si disponen 70 Φ32 → A_s disp = 112,59 cm²/m (ρ = 9‰)

m_u = 3217,37 kN·m/m (CCSA = 1,02)

x = 0,52d ← Falla por el hormigón con el acero plastificado y

$\varepsilon_s > \varepsilon_y$ (ES en construcción → OK!)

· Momento último con 4Φ25 pual

A_s = 19,636 cm²/m; m_u = 734,82 kN·m/m; $m_{u,k}$ = 489,42 kN·m/m

Si tiene $m_{u,k}$ ≤ 485 kN·m/m para z ≤ -2,00m los Φ25 deben

llegar hasta z = -11 - 1,0 - 1,0 - 0,50 = -13,50m

h a ε

· Momento último con 6 Φ25 pual

A_s = 29,454 cm²/m; m_u = 1081,90 kN·m/m; $m_{u,k}$ = 721,3 kN·m/m

Si tiene $m_{u,k}$ ≤ 720 kN·m/m para z ≤ -16,00m los Φ25 deben

llegar hasta z = -16,00 - 1,50 - 1,0 - 0,50 = -19,00m

· Momento último con (6Φ25 + 6Φ32) pual

A_s = 77,706 cm²/m; m_u = 2468,96 kN·m/m; $m_{u,k}$ = 1645,97 kN·m/m

Si tiene $m_{u,k}$ ≤ 1645 kN·m/m para z ≤ -13,50m los Φ32 deben

llegar hasta z = -13,50 - 2,50 - 1,0 - 0,50 = -19,50m

h a ε

NOTE BOOK

- Momento último con (G+G) Φ32 pand

A_s = 96.504 cm²/m, m_{sd} = 2945.2 kN·m/m, m_{sdk} = 1963.5 kN·m/m

Si tiene m_{sk} ≤ 1960 kN·m/m para z ≤ -12.0m

para z ≥ -8.50m

los Φ32 deben llegar hasta z = -12.0 - 1.50 - 1.00 - 0.00 = -14.50m

z = -8.50 + 1.50 + 1.00 + 0.00 = -5.50m

(21)

- Momento último con (G+G) Φ25 pand

A_s = 58.908 cm²/m ; m_{sd} = 1945.50 kN·m/m, m_{sdk} = 1297.05 kN·m/m

Si tiene m_{sk} ≤ 1295 kN·m/m para z ≥ -7.00m a partir de este pto. anclaje + decalaje de los Φ32 que deben llegar hasta

z = -7.00 + 1.50 + 1.50 + 0.00 = -4.00m

- Momento último con (6Φ25 + 6Φ32) pand A_s = 77.706 cm²/m

m_{sdk} = 1645 kN·m/m,

Si tiene m_{sk} = 1645 kN·m/m para z ≥ -7.50m (los Φ32 deben llegar

hasta z = -3.50 + 1.50 + 2.00 + 0.50 = -4.50m

(b) (d) (e)

16) TRASDÓS

- Pico de momento m_{sk} = 1387.01 kN·m/m

m_{sd} = 2080.52 kN·m/m

Dimensionamiento con programas BASE A_s ≥ 66.72 cm²/m

En 5.0m ; A_s ≥ 333.65 cm²/m → 20Φ25 + 2Φ32

A_s disp = 69.664 cm²/m ; m_{sd} = 2250.93 kN·m/m (ε$_{s1}$ = 4.082)

X = 0.314d + Falta tirantil para el hormigón comprimido en el acero plastificado y ε$_{s1}$ > 2‰

- Momento último con 6Φ25 pand

A_s = 29.484 cm²/m, m_{sd} = 1081.9 kN·m/m, m_{sdk} = 721.3 kN·m/m

Si tiene m_{sk} ≤ 720 kN·m/m para z ≤ -5.5m los Φ25 deben

llegar hasta z = -5.50 - 1.50 - 1.00 - 0.50 = -8.50m

- Pico de momento

m_{sk} = 920 kN·m/m m_{sd} = 1380 kN·m/m

dimensionamiento con programa BASE

A_s ≥ 42.3 cm²/m ; en 5.0 m debe ir A_s ≥ 211.5 cm² → 27Φ32

Si dispone 30Φ32

- Momento último con 6Φ25 m_{sdk} = 720 kN·m/m

Si tiene m_{sk} ≤ 720 kN·m/m para z ≥ -19.00m, los Φ25 deben

llegar hasta z = -19.0 + 1.50 + 1.00 + 0.50 = -16.0m

(a) (d) (e)

II) CORTANTE:

- Bica de cortante: $V_{Rk} = 995.1$ KN/m

$V_{Rd} = 1492.65$ KN/m

$A_s = 6\phi 25 = 29.454\ cm^2$ ← (cara superior del lado seguro)

$A_{sk} \geq 30.84\ cm^2/m/m$, en un bajada de 5.0m → $A_{sk} \geq 191.7\ cm^2/m$

Tomando planos de 2.15m de 8 ramas por plano → $3.594\ cm^2$/barra

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo obtenido que vale con barras $\phi 20$

$V_{Rk} = 870$ KN/m (← cortante a 1 canto útil del eje del apoyo del lado seguro)

$V_{Rd} = 1305$ KN/m

$A_s = 29.454\ cm^2/m$

$A_{sk} \geq 32.53 cm^2/m/m \rightarrow 3.03\ (< 3.142 cm^2) \rightarrow \phi 20$ (OK!)

- Cortante último con cercos $\phi 8$

$A_s = 29.454\ cm^2/m$

$A_{sk} = 12.064\ cm^2/m$

$V_{Rd} = 651.87$ KN/m

$V_{Rk} = 434.58$ KN/m

A través $V_R = 430$ KN/m para $z = -1.00$m (Indica ubicación del mismo canto útil)

III) PUNZONAMIENTO BY EHE

Carga máxima puntales $u_u = 1450$ KN/m

$N_d = 1.50 \cdot 2.50m \cdot 1450 = 5437.5$ KN/puntal

Esfuerzo máximo de punzonamiento

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_o \cdot d} \leq f_{td} \qquad f_{td} = 500 KPa$$

Placa de apoyo del puntal $0.75 \times 0.75 \rightarrow u_o = 3.00m$

Sustituyendo valores:

$$\frac{5,45\ MN/puntal}{3.00m \cdot 0.85m} = 2.137\ MN/m^2 = 2.13\ MPa < 5.0\ MPa$$ (OK!)

LOSA con armadura de punzonamiento

$b_o = u_1$

$A_{sw} = A_{sk}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$$F_{sd,ef} \leq \tau_{rd} \cdot u_1 \cdot d$$

$d = 0.85m$ (Canto útil seguro)

$\tau_{rd} = 0.12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 5437.5\ KN \approx 5.45\ MN$

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{850}} = 1.235$

A_{sx} = 2 ϕ20 a 0,15 → A_{sx} = 41,898 cm²/m → e_x = 0,0041898

A_{sy} = 6ϕ15 + 6ϕ15 + 6 ϕ25 → A_{sy} = 88,362 cm²/m → e_y = 0,0088262

Como armadura del lado seguro

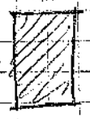
con lo cual $e_l = \sqrt{e_x \cdot e_y}$ = 0,006084

Sustituyendo valores

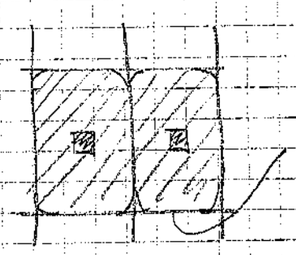
$\sigma_{rd} = 0,12 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,006084 \cdot 25)^{1/3}$ = 0,4415 MPa

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario que u_1 cumpla

$u_1 \geq \frac{F_{sd,ef}}{\sigma_{rd} \cdot d} = \frac{5,45 \text{ MN}}{0,4415 \cdot 0,85}$ = 14,5 m



Dentro de crítico



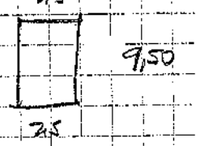
$u_{crítico}$ = 8,78 m

↑

El menor que u_1 — Hace falta armadura de punzonam

Dos de la puntera del dos superiores se sitúe en una distancia el mismo mismo restante es el cortante vertical de las puntales En ella el cortante queda garantizado con la armadura dispuesta (cuando se desea puntala si hay riesgo de punzonamiento y este el caso que aquí se calcula)

Dimensionamiento tomando u_1 = 14,50 m = bo



§ = 1,485

le → A_{sx} = ϕ20 a 0,15 A_{sx} = 20,95 cm²/m — e_x = 0,002095

e_y = 6 ϕ25 A_{sy} = 29,454 cm²/m → e_y = 0,0029484

con lo cual e_l = 0,002484 ← (OK)

$V_{Rd} = [Cato\ 1,485\ (100 \cdot 0,002484 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 14,50 \cdot 0,85 \cdot 40 = 3,36$ MN

→ $V_{Rd} \geq V_d - V_{Rd} = 5,45 - 3,36 = 2,09$ MN

$V_{Rd} = z \cdot f_{ywd} \cdot [\cot g\alpha + \cot g\theta] \cdot A_d \cdot f_{ywd}$ (1 · 0 · 40)

$z = \alpha_{gd}$

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

$A_d \geq \frac{2,09 \text{ MN}}{0,765 \text{ m} \cdot 400 \text{ MPa}}$ = 68,165 cm²/m = $\frac{A_{sw}}{s}$

a) Tomando s = 0,15 → A_{sw} = 10,22 cm² en cada plano → 2 ϕ 16 cm²/barra

Se cubre con la armadura dispuesta

b) Tomando s = 0,60 → A_{sw} = 40,90 cm² en cada plano

Tomando barras cada 0,15 m en 9,5 m entran

63 barras → 0,650 cm²/barra

Se cubre con la armadura dispuesta

FASE 5 CAUCE B-17 706+595 a 706+620

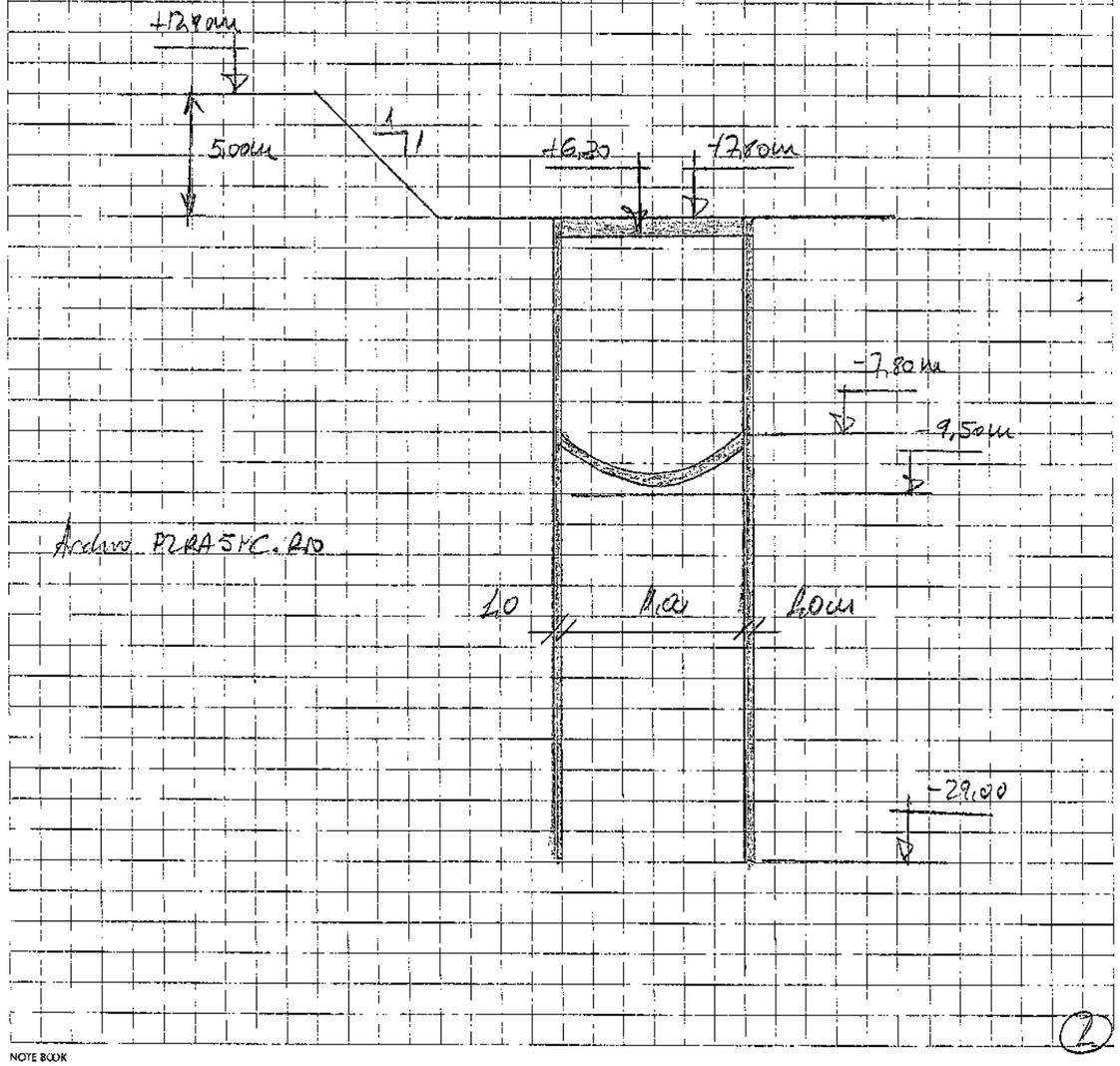
Terreno repuesto a la cota z=12,80m (del lado izquierdo)

SECCIÓN INICIAL 706+595

Es idéntica a la sección final de la Fase 4.

(VER NOTA DE CÁLCULO CORRESPONDIENTE)

SECCIÓN TRANSVERSAL



FASE 5 706+595 a 706+620

Terreno repuesto a la cota z=12,80m

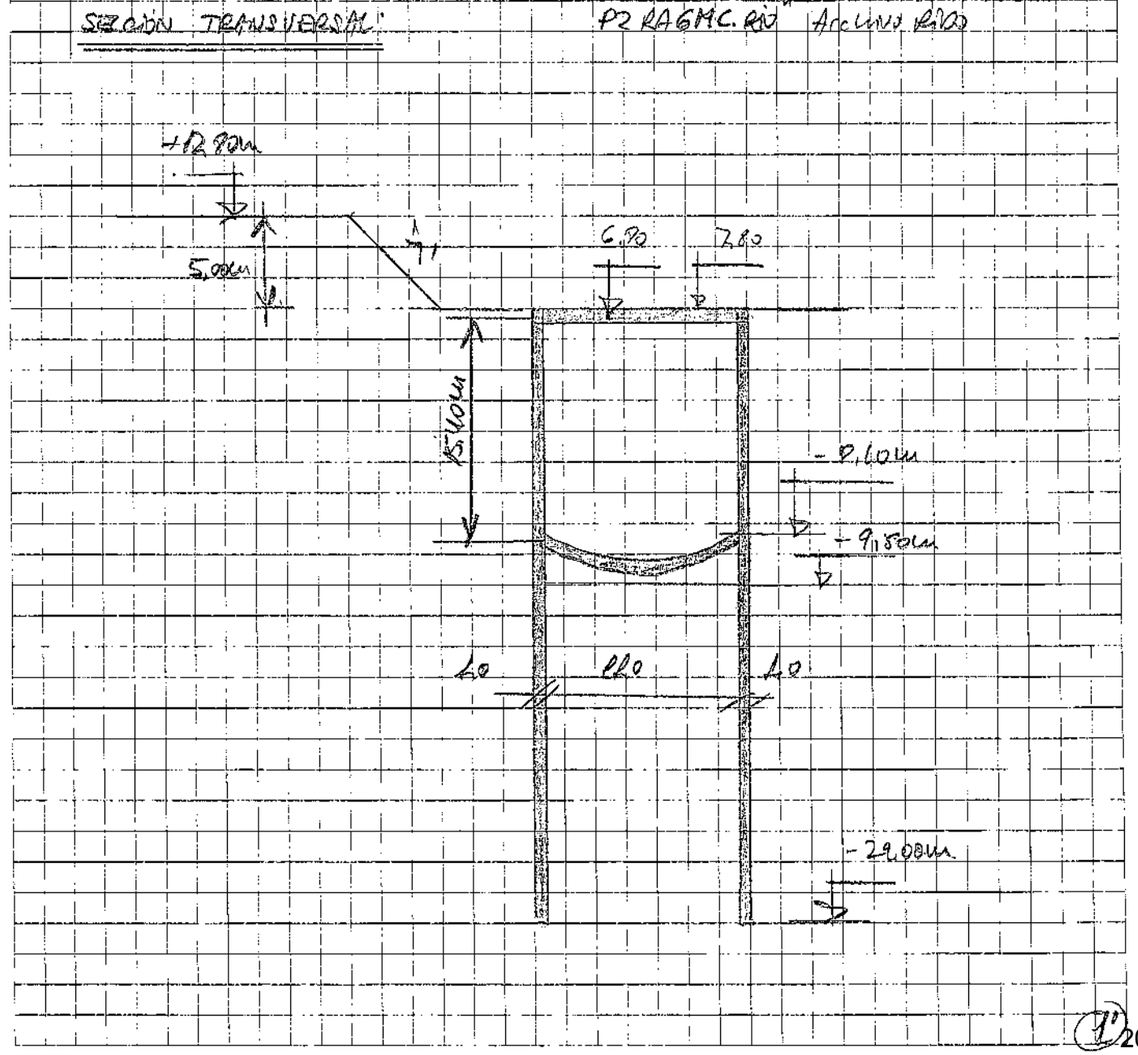
SECCIÓN FINAL PK: 706+620

z cauce = -6,185m

CME = -9,785m ≈ -9,80m

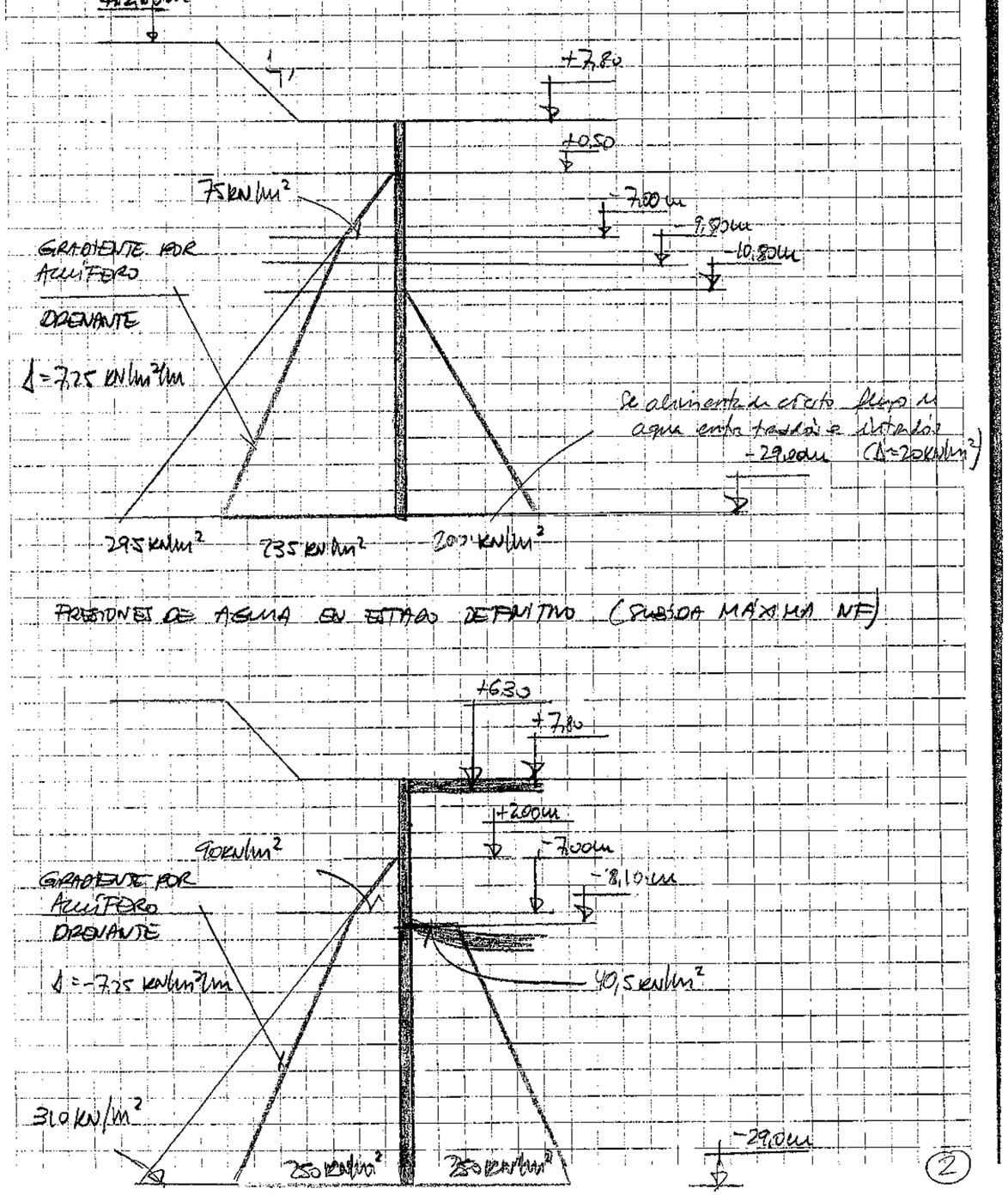
Z eje cauce = -8,085m ≈ -8,10m

SECCIÓN TRANSVERSAL "P2 RAGMC.RIO" Archivo RIO



PRESIONES DE AGUA

Se mantiene el mismo esquema de goteo de agua entre pantallas que en el tramo de ensayo



PRESIONES DE AGUA EN ESTADO DEFINITIVO (SUBIDA MÁXIMA NF)

(2)

RIGIDECES:

⊗ CUBIERTA: $h = 1,50m$ $l = 12,00m$ ($l/2 = 6,00m$) $E = 27\,264$ MPa

$A = 1,50\ m^2/m$

$$K = \frac{EA}{l} = \frac{27264 \cdot 1,5}{6,00} = 6816\ MN/m/m$$

$K = 681\,600\ Tn/m/m$ → **$K_{cubierta} = 682\,000\ Tn/m/m$**

⊗ PUNTALES: (Provisionales y definitivos)

$A = 2 \times 198 cm^2 = 396 cm^2$ / puntal (aproximadamente)

$l = 11,0/2 = 5,50m$

$$K = \frac{EA}{l} = \frac{2,1 \cdot 10^5\ MPa \cdot 396 \cdot 10^{-4}\ m^2}{5,50m} = 1512\ MN/m/puntal$$

Dispondremos un puntal cada 2,50m

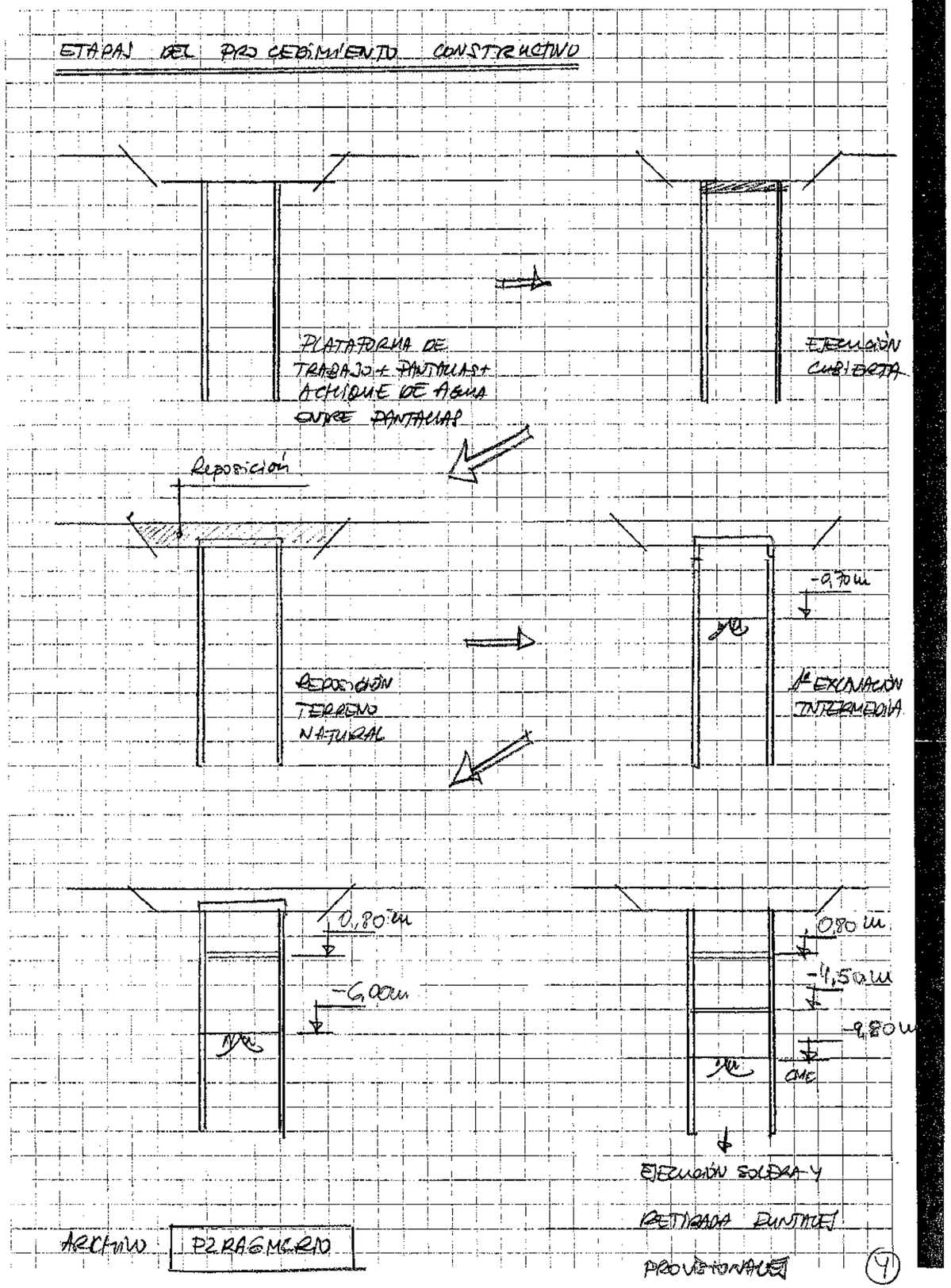
$K = 60480\ Tn/m/m$ **$K_{puntales} = 60\,500\ Tn/m/m$**

⊗ SOLERA

$K_{solera} = 130\,000\ Tn/m/m$ Nos fuimos en pruebas

(5)

Can Tunis 7-julio-2004

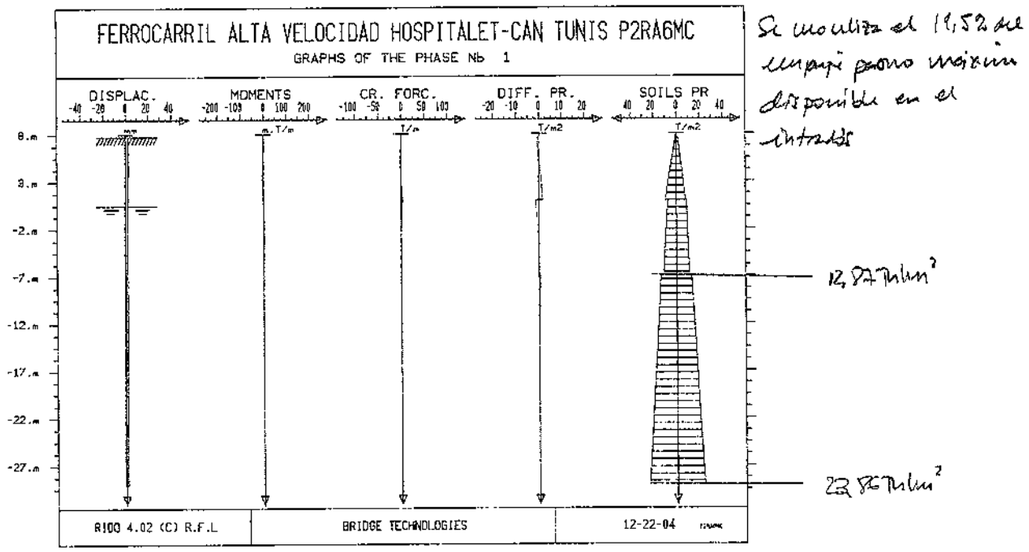



```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA6MC *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -4.50m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 5¦ FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* SECCION FINAL PK 706+620
7.8✓
-29.0 1.0^3*2.726E6/12✓
12.80✓
* 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) 7.80 ✓
EXC(2) 7.80 ✓
SUB(1,1) 7.80 0.0 3.0 1.0✓
SUB(1,1) 7.80 3.0 4.0 2.0 ✓
SUB(1,1) 7.80 4.0 5.0 4.0 ✓
SUB(1,1) 7.80 5.0 6.0 6.0 ✓
SUB(1,1) 7.80 6.0 7.0 8.0 ✓
SUB(1,1) 7.80 7.0 8.0 10.0 ✓
SUB(1,1) 7.80 8.0 35.0 11.0 ✓
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0 ✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -29.0 23.5✓
WAT(2) -10.8 0.0 ✓
WAT(2) -29.0 20.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 682000✓
SUB(1) 7.80 0.0 35.0 11.0✓ ← Sustituye a las anteriores
CAL✓
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70
EXC(2) -0.70✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=0.80 Y EXCAVACION HASTA Z=-6.00
STR 0.80 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -6.0✓
CAL✓
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.50 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -4.50 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -9.80✓
CAL✓
* ETAPA 5: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -8.10 1.0 0.0 0.0 130000✓
STR(0,3)✓
CAL ✓
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -29.0 25.0 ✓
WAT(2,1) -8.10 0.0 4.0✓
```

```
WAT(2) -29.0 25.0✓
CAL✓
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12✓
STR(0,1)✓
STR(0,4)✓
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*682000✓
STR -8.10 1.0 0.0 0.0 0.66*130000✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN FINAL FASE 5. 706+620

ESTADO PREVIO:

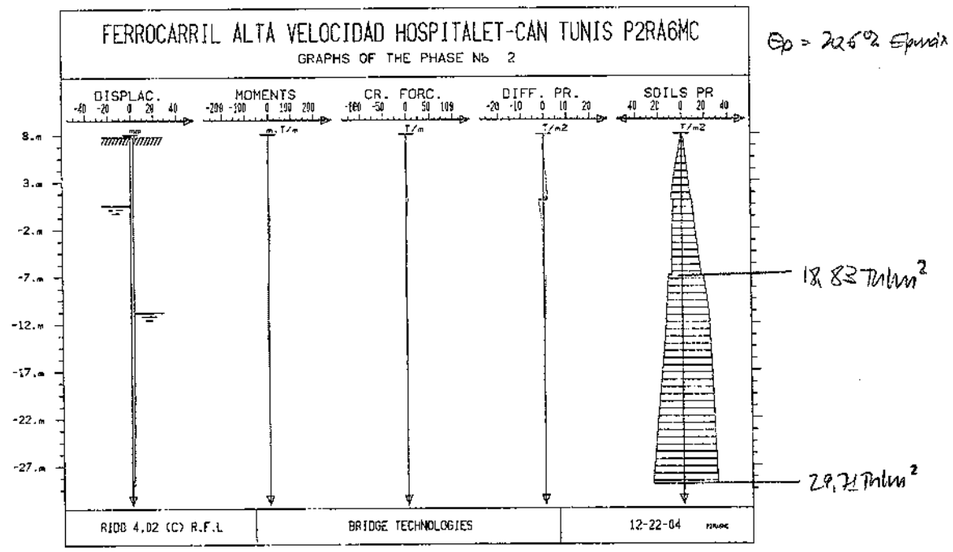


Se moviliza el 19,52 del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

12,87 Tn/m²

23,56 Tn/m²

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

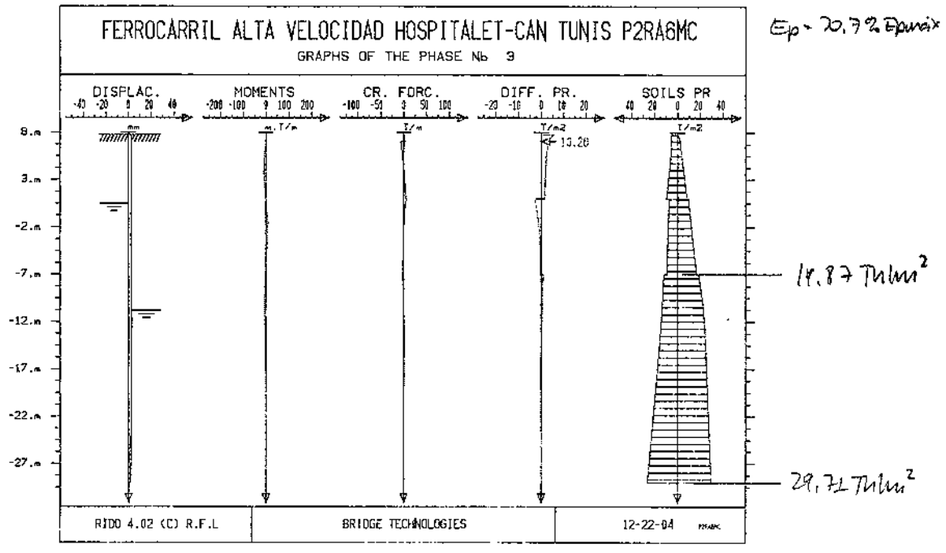


Ep = 2265 Tn/m

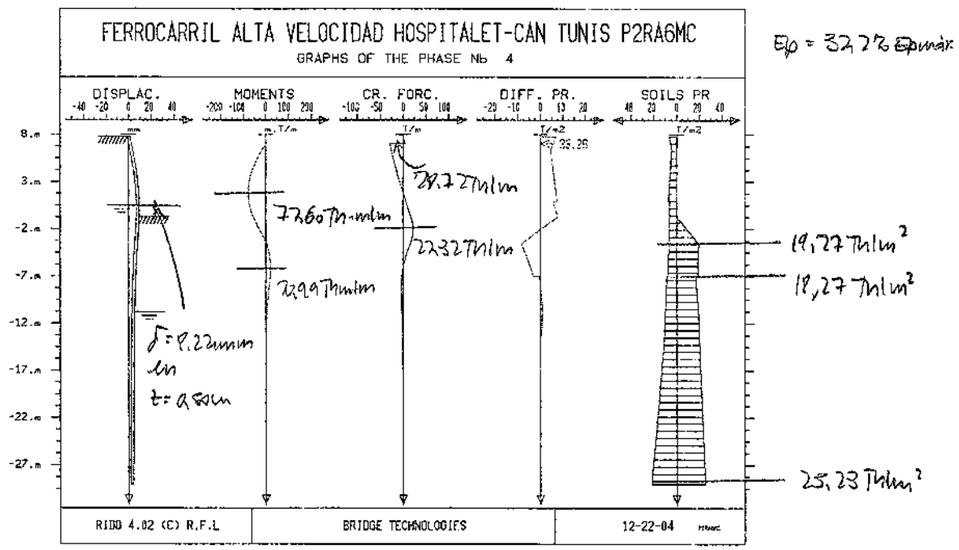
18,83 Tn/m²

29,71 Tn/m²

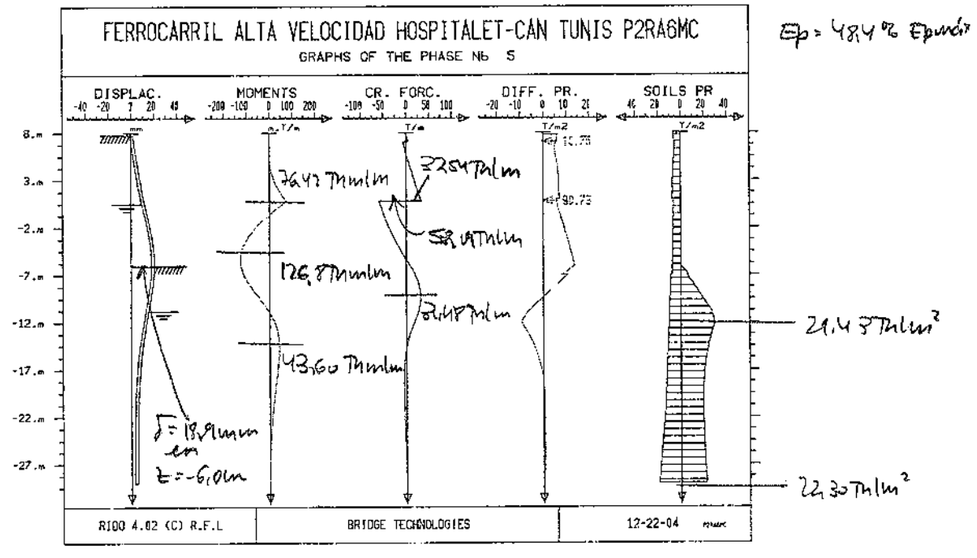
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



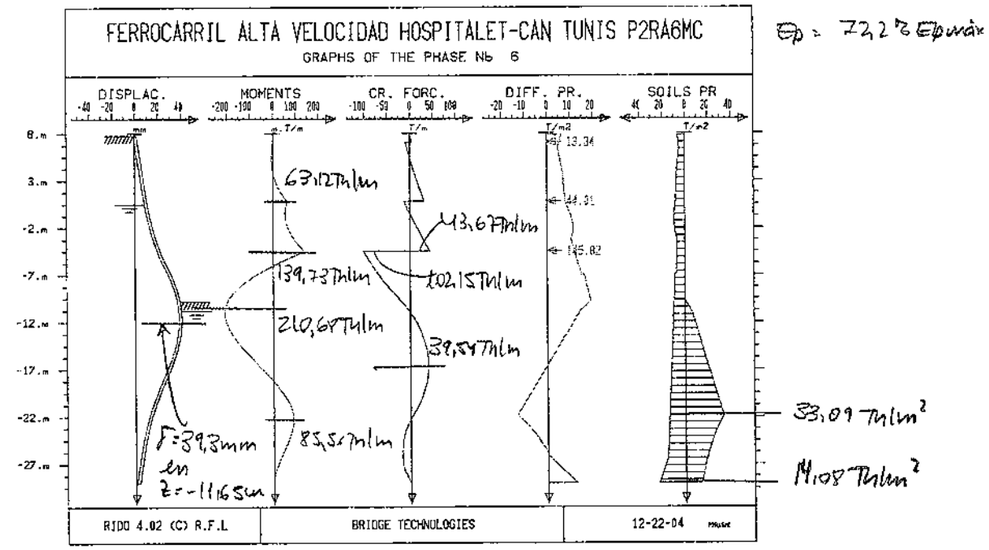
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:



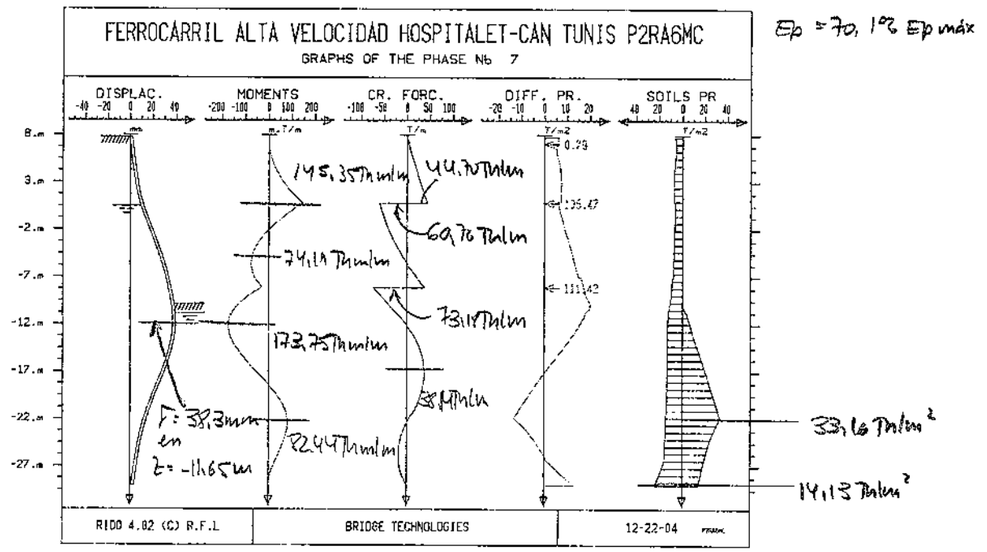
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+0.80 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.00:



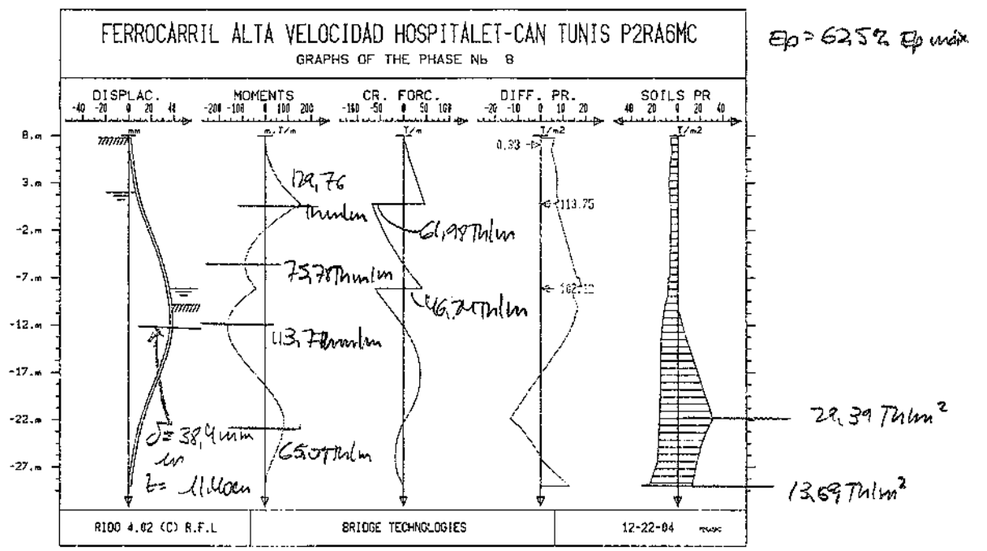
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.50 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



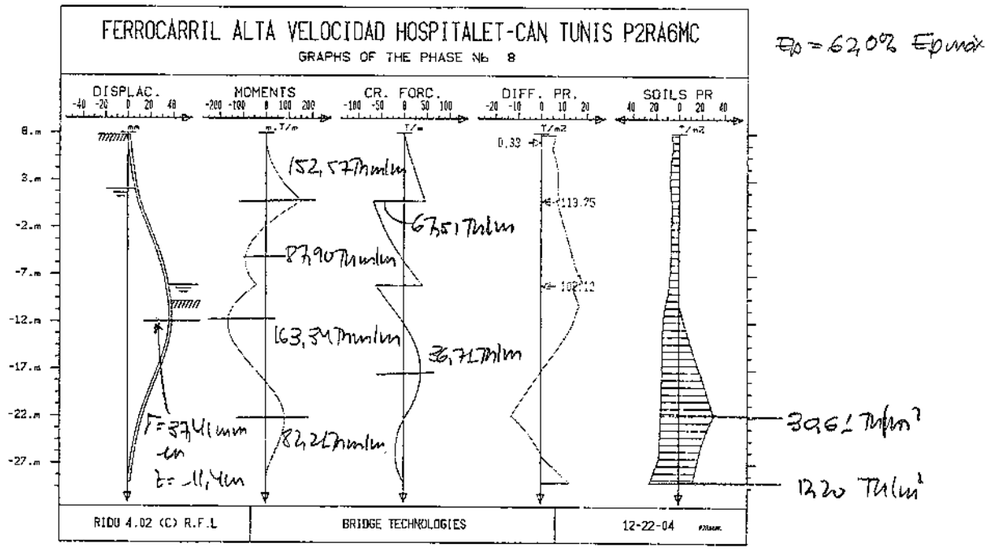
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



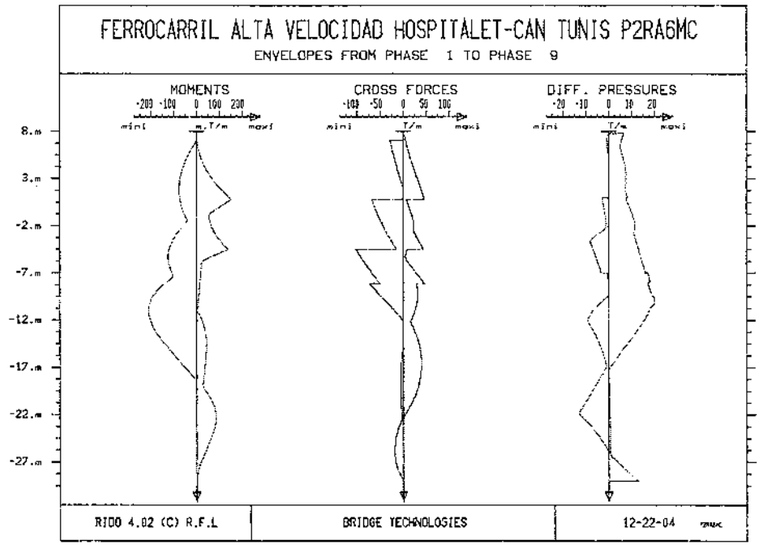
FLUENCIA:



SUBIDA DEL NF:

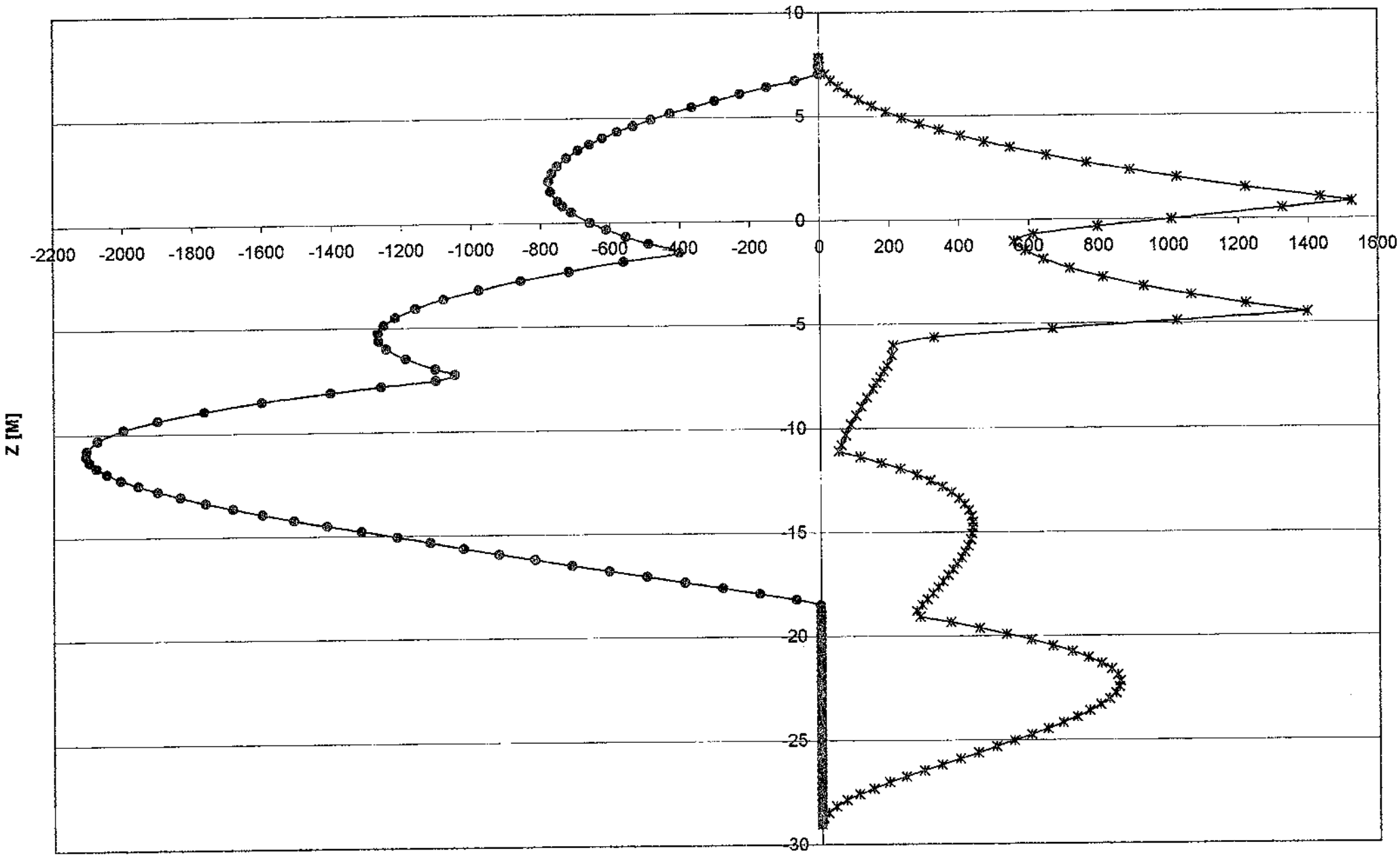


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



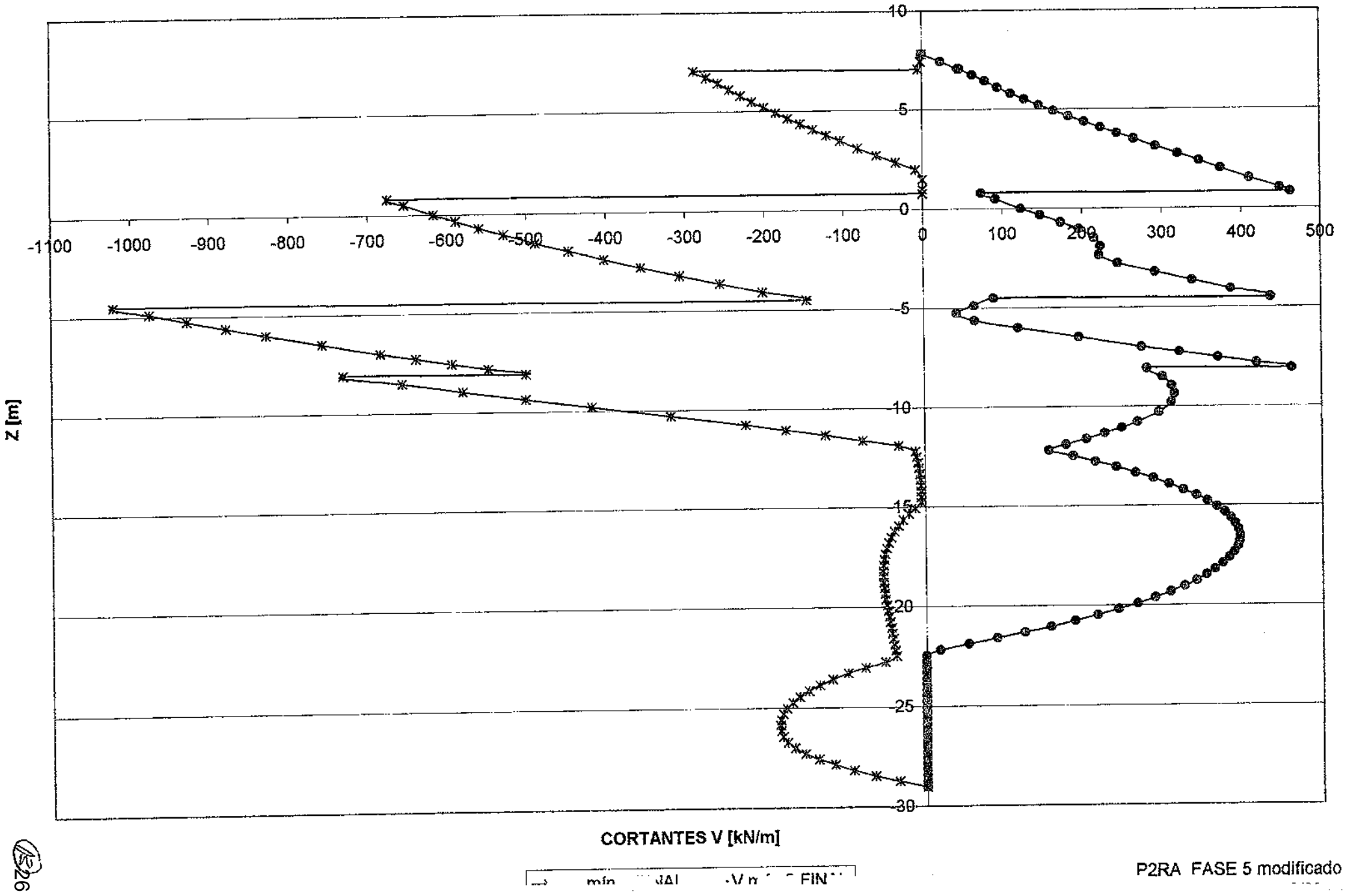
(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENV VENTE DE MOMENTOS FLECTORES Fase 5 Cruce B-17 Sección final



P2RA_FASE 5 modificado
22/12/2004

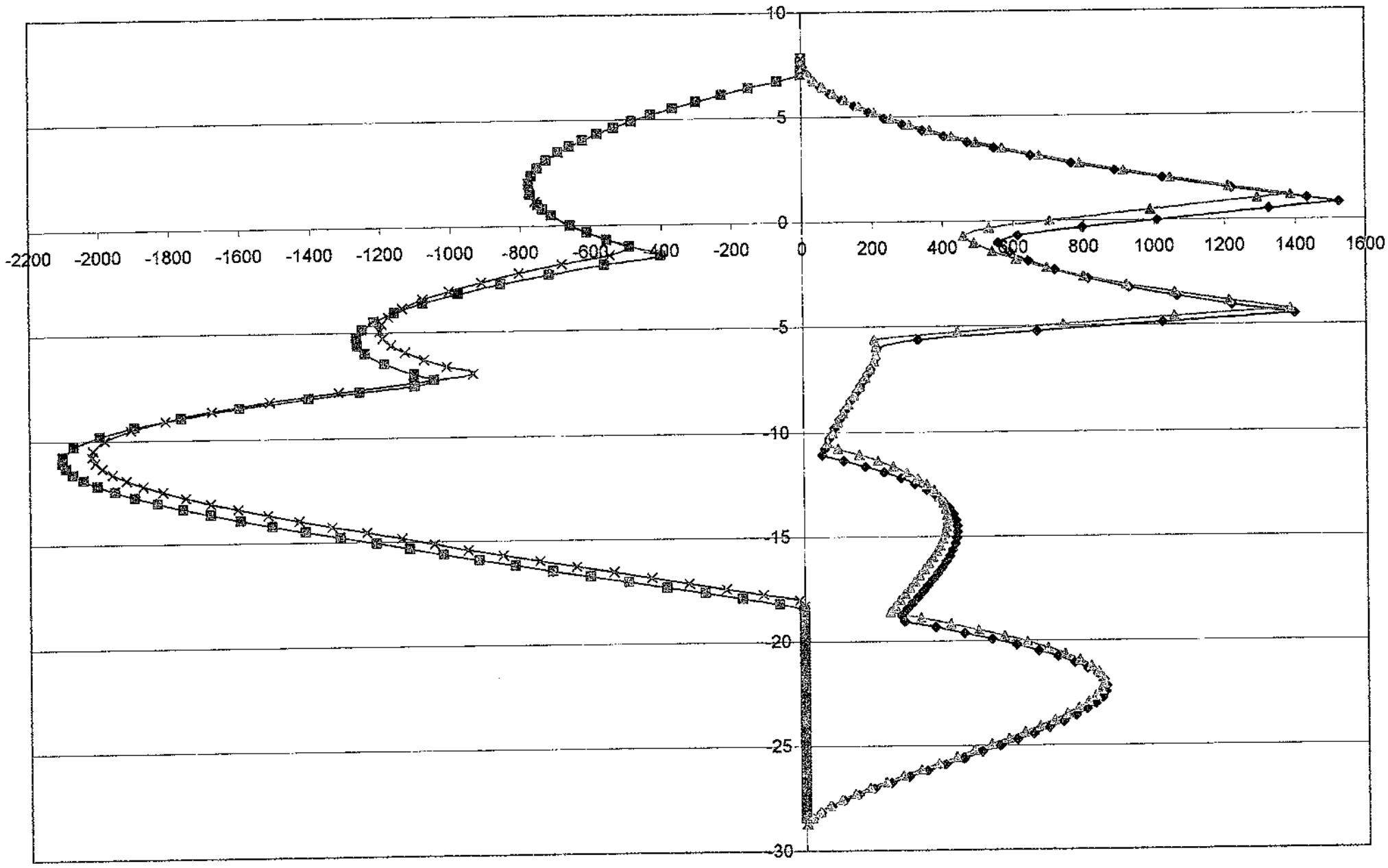
ENVOLVENTE DE CORTANTES Fase 5 Cruce B-17 Sección final



P2RA FASE 5 modificado

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES — Fase 5 Cruce B-17

Envolvente S INICIAL/FINAL



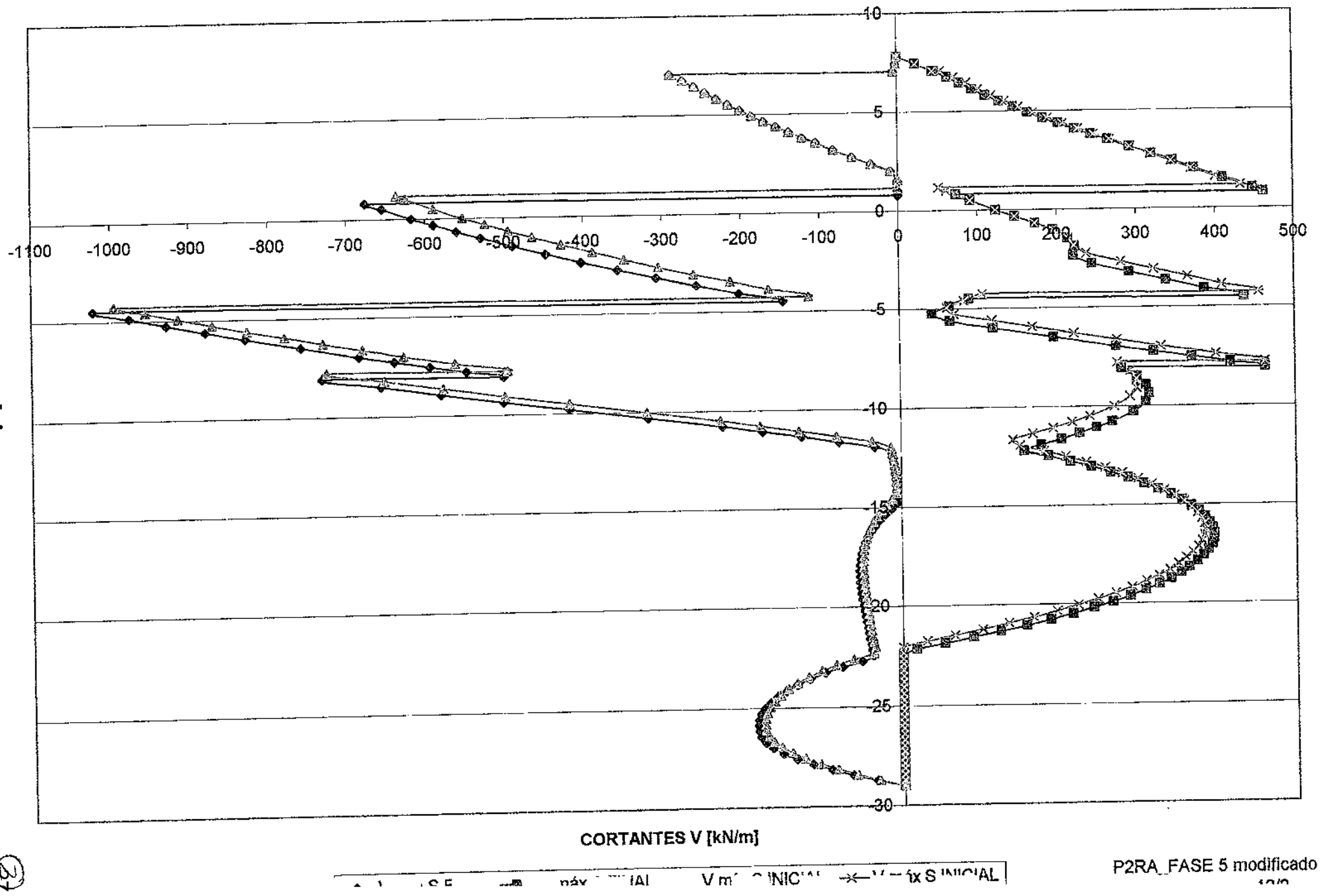
MOMENTO [kN·m/m]

M máx S FINAL — M mín S FINAL — M máx S INICIAL — M mín S INICIAL

P2RA_FASE 5 modificado
22/12/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES — Fase 5 Cruce B-17

Envolvente S. INICIAL / FINAL



CORTANTES V [kN/m]

V máx S FINAL — V mín S FINAL — V máx S INICIAL — V mín S INICIAL

P2RA_FASE 5 modificado

NOTAS de ARMADO:

I) FLEXIÓN

Ia) INTRADÓS

· Pico de momento $mu = 2106,2$ KN·m/m

$md = 3160,2$ KN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

$As = 111,7\ cm^2/m$, en 5cm de batada $A = 558,5\ cm^2 \rightarrow 7\,\phi 32$

$As\ disp = 112,59\ cm^2/m$; $mu = 3217,37$ KN·m/m ($CSA = 2,018$)

$X = 0,520\,d$ — Falla por el hormigón con el acero plastificado y

$\varepsilon s > \varepsilon y$ ($pro < 2\varepsilon_0$) — ok en construcción. Mismo

factor de seguridad adicional muy alto

· Momento último con 6 ϕ25 pml:

$As = 29,454\ cm^2/m$; $mu = 1081,9$ KN·m/m $mu_{uk} = 721,27$ KN·m/m

Si tiene $mu \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -16,50$m los ϕ32 deben

llegar hasta $-16,50 - 1,5 - 1,0 - 0,50 = -19,5$m

b d E

· Momento último con (6 ϕ25 + 6ϕ32) pml

$As = 77,706\ cm^2/m$; $mu = 2469$ KN·m/m; $mu_{uk} = 1646$ KN·m/m

Si tiene $mu \leq 1060$ KN·m/m para $z \leq -14,00$m, los ϕ32 deben

llegar hasta $z = -14,0 - 1,50 - 1,0 - 0,50 = -17,0$m

· Momento último con (6+6) ϕ32 pml

$As = 96,504\ cm^2/m$; $mu = 2945,19$ KN·m/m $mu_{uk} = 1963,46$ KN·m/m

Si tiene $mu \leq 1963,46$ KN·m/m para $z \leq -12,50$m los ϕ32

deben llegar hasta $z = -12,50 - 1,50 - 1,0 - 0,50 = -15,50$m

Si tiene $mu \leq 1960$ KN·m/m para $z \leq -9,00$m, los ϕ32 deben

llegar hasta $z = -9,0 + 1,5 + 1,0 + 0,5 = -6,00$m

· Momento último con (6+6) ϕ25 pml

$As = 58,908\ cm^2/m$

$mu = 1945,58$ KN·m/m, $mu_{uk} = 1297,05$ KN·m/m

Si tiene $mu \leq 1295$ KN·m/m para $z \geq -7,50$m, los ϕ32 deben llegar

hasta $z = -7,5 + 1,5 + 1,0 + 0,5 = -4,50$m

· Momento último con (6ϕ25 + 6ϕ32) pml

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

$mu = 2468,96$ KN·m/m, $mu_{uk} = 1645,97$ KN·m/m

Si tiene $mu \leq 1645$ KN·m/m para $z \geq -8,50$m, los ϕ32 deben

llegar hasta $z = -8,50 + 1,50 + 1,0 + 0,50 = -5,50$m

· Momento último con 4ϕ25 pml

$As = 19,636\ cm^2/m$; $mu = 734,18$ KN·m/m, $mu_{uk} = 489,42$ KN·m/m

Si tiene $mu \leq 485$ KN·m/m para $z \leq -17,50$m, los ϕ25 deben

llegar hasta $z = -17,50 - 1,00 - 1,00 - 0,50 = -20,0$m

I6) TRAMO 1

- Pico de momento: $m_{max} = 525.73$ KN.m/m

$m_{ed} = 228.6$ KN.m/m

Dimensionamiento en programa Basi: $A_s \geq 74,12$ cm²/m

En 50cm de batedu $A_s \geq 370,6$ cm² → 30Φ25 + 28Φ32

Se disponen 30Φ25 + 30Φ32 (6Φ25 + 6Φ32) pund

A_s disp = 77,706 cm²/m m_u = 2469 KN.m/m (C_{SA} = 1,079)

$X = 0,350 d$ → Fallo por el hormigón con el acero plastificado y

$\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$

- Momento último con 6Φ25 pund

A_s = 29,454 cm²/m, m_u = 1081,90 KN.m/m) m_{max} = 721,27 KN.m/m

Si tiene $m_k \leq 720$ KN.m/m por $z \leq -5,50$ los Φ32 dobles

Llegar hasta $z = -5,50 - 1,50 - 1,0 - 0,50 = -8,50$ m

- 2º paño de momentos (el inferior)

m_k = 255 KN.m/m, m_d = 1784 KN.m/m

$A_s \geq 38,97$ cm²/m, en 5,0 m → $A_s \geq 194,85$ cm² → 25Φ32

- Momento último con 6Φ25 pund

$A_s = m_{max} = 721,27$ KN.m/m, se tiene $m_k \leq 720$ KN.m/m por

$z \geq -20,0$ los Φ32 dobles Llega hasta $z = -20,0 - 1,50 + 1,0 + 0,50$

$z \geq -20,0$ m

II) CORTANTES:

- Pico de cortante V_k = - 1021,57 KN/m

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

V_k = 880,0 KN/m; V_d = 1320,0 KN/m (en realidad es menor)

A_s = 6Φ25 (como mínimo, del lado seguro) A_s = 29,454 cm²/m

dimensionamiento en programa BASI

$A_d \geq 33,23$ cm²/m/m

En 50cm $A_d \geq 166,15$ cm²/m → Tomando planos a Φ12 de Pranos/plano

(en 50cm) → $A_s \geq 3,115$ cm²/barra → Esta con Φ20 OK!

La comprobación es del lado seguro.

- Cortante último con A_d = 12,064 cm²/m/m

A_s = 29,454 cm²/m ← Caso mínimo del lado seguro

V_u = 650,87 KN/m, V_{max} = 434,58 KN/m

Se tiene $V_k \leq 420$ KN/m por $z \leq -100$ cm ! Indica situación de

1/2 canto útil)

III) PUNZONAMIENTO EHE

Carga máxima puntales u_M = M60@0KN/m

N_d = 1,50 · 2,50m · M60 = 5475,0 kN/puntal

Esfuerzo máximo de punzonamiento

$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq f_{td}$ $\quad f_{td} = 500 kPa$

Placa de apoyo del puntal 0,75 × 0,75 → u_0 = 3,00m

Sustituyendo valores:

$\frac{5,48 \text{ kN/puntal}}{3,00m \cdot 0,85m} = 2.107,0 \text{ kN/m}^2 = 2,15 \text{ MPa} < 5,0 \text{ MPa}$ (Ok.)

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$b_0 = u_1$

$d_r = d_{ult}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$F_{sd,ef} \leq \tau_{rd} \cdot u_1 \cdot d$

$d = 0,85m$ (Con lado equiv)

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

$F_{sd,ef} = 5475,0 kN \cong 5,48 MN$

$\xi = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/850} = 1,235$

A_{sx} = 2 Φ20 a 0,15 → A_{sx} = 41,893 cm²/m → ρ_x = 0,0041893

A_{sy} = 6Φ25 + 6Φ25 + 6Φ25 → A_{sy} = 88,362 cm²/m → ρ_y = 0,008832

Como armadura del lado seguro

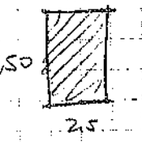
con lo cual $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ = 0,006084

Sustituyendo valores:

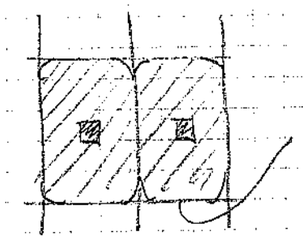
$\tau_{rd} = 0,12 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,006084 \cdot 25)^{1/3} = 0,4415 MPa$

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario que u_1 cumpla

$u_1 \geq \frac{F_{sd,ef}}{\tau_{rd} \cdot d} = \frac{5,48 \text{ MN}}{0,4415 \cdot 0,85} \cong 14,5 m$



Perímetro crítico:



$u_{crítico}$ = 8,72m

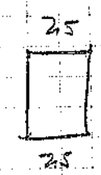
↑

El menor que u_1 = 14

Falta armadura de punz

Obs. Al puntear las dos superficies de rotura en una vertical el encuentro resistente es el cortante vertical en las pantallas. El de cortante queda garantizado con la armadura dispuesta (cuando se desapuntala si hay riesgo de punzonamiento y es caso que aquí se calcula)

Dimensionamiento tomando u_1 = 14,50m = b_0



ξ = 1,485

ρ_l → A_{sx} = Φ20 a 0,15 $\quad A_{sx}$ = 20,95 cm²/m → ρ_x = 0,002095

e_y = 6 ϕ 25 A_{sy} = 29,454 cm²/m = θ_y = 0.0029454

con lo cual e_l = 0.002484 ← (el)

V_{cu} = [calo 1,485 (100 · 0,002484 · 25)^{1/3}] · 14,50 · 0,85 · 1,0 = 3,36 MN

→ $V_{su} \geq V_d - V_{cu}$ = 5,48 − 3,36 = 2,12 MN

$V_{su} = z \cdot \cancel{\text{sen}\delta} \, [\cancel{\cot g}\,\alpha + \cancel{\cot g}\,\theta] \cdot A_\alpha \cdot f_{yd}$ (1 · 0 · 1,0) $\alpha = 90°$

$z = 0.9 \cdot 0.85 = 0,765$ m

$A_\alpha \geq \dfrac{2,12 \text{ MN}}{0,765 \text{ m} \cdot 400 \text{ MPa}} = 69,28 \text{ cm}^2/\text{m} = \dfrac{A_{sw}}{s}$

a) Tomando $s = 0.15$ → $A_{sw} = 10,39$ cm² en cada plano → 2ϕ20 cm²/barra

Se cubre con la armadura dispuesta

b) Tomando $s = 0.60$ → $A_{sw} = 41,57$ cm² en cada plano

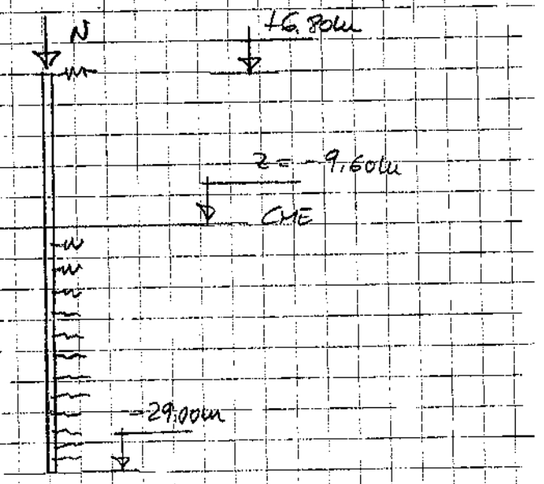
Tomando barras cada 0,15 m, en 9,5 m activan

63 barras → 0,659 m²/barra

Si cubre con la armadura dispuesta

DIMENSIONAMIENTO PANTALLAS CENTRALES:

Esquema estático pésimo



2 cant. -5,50m

CME: 9,60m

TERRENO: K_b = 2000 T/m³

Excentricidad mínima considerada e_{min} = 0,15m

↑ Desde la pantalla durante la excavación

ACCIONES

* $N_{max,d}$ = 1400 kN/m (aprox. del lado seguro) $N_{diseño}$ = 1400 kN/m

Carga máxima transmitida por la cubierta continua

* Desequilibrio de ficha por excavación asimétrica

(desequilibrio máximo 3,0m)

INESTABILIDAD ENE: (cargas por 1,00m de longitud)

$A = 1,00 \cdot 2m$

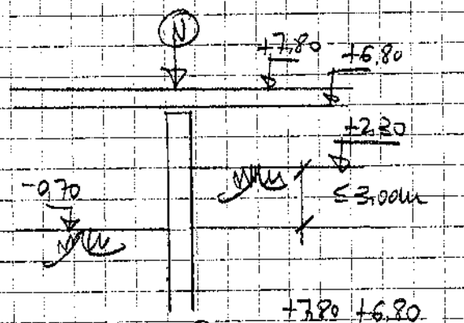
$I = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 2,0^3 = 0,0833\ m^4$

$i = \sqrt{I/A} = 0,289m$

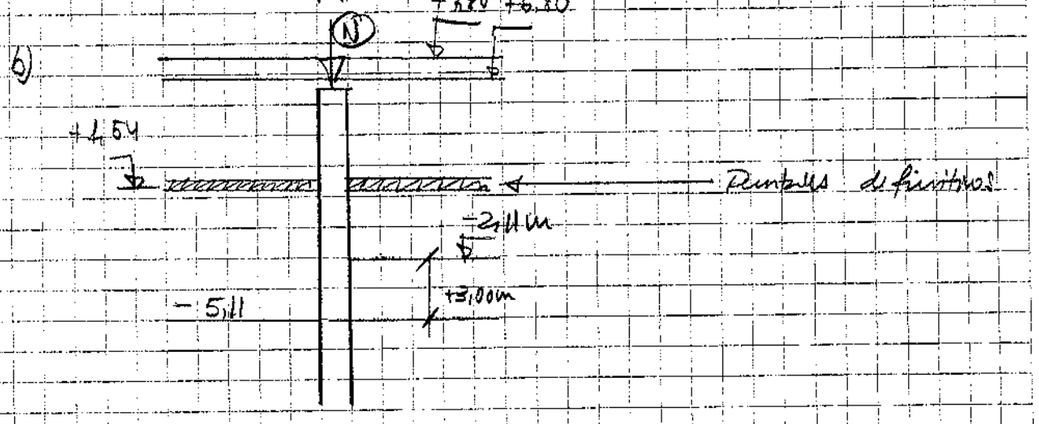
Archivo R100 P_INT.RN

Esquemas estáticos posibles:

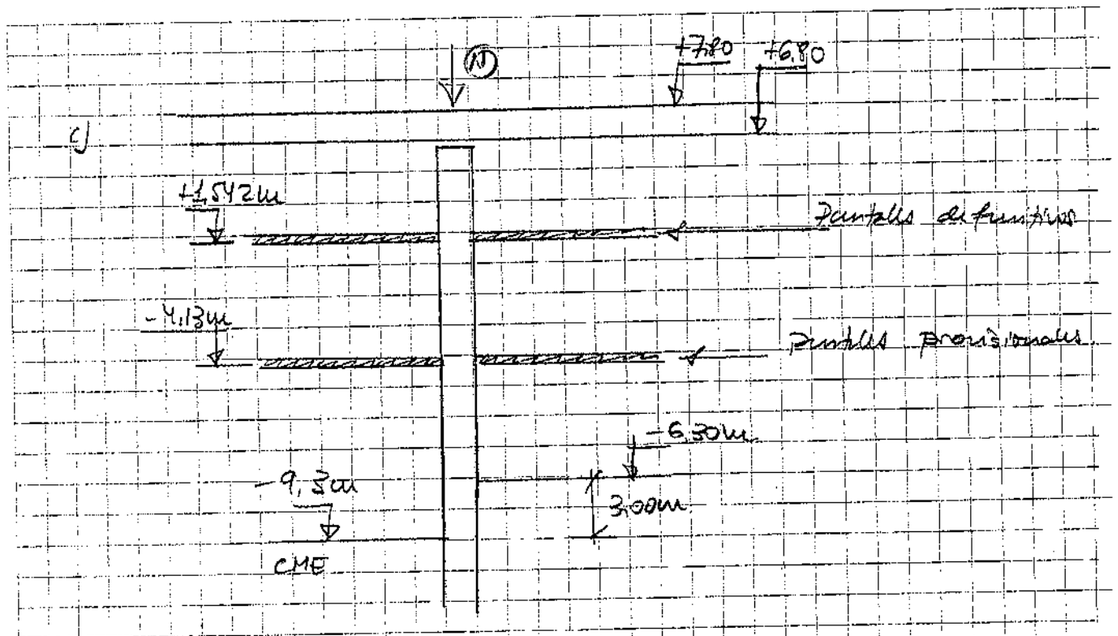
a)



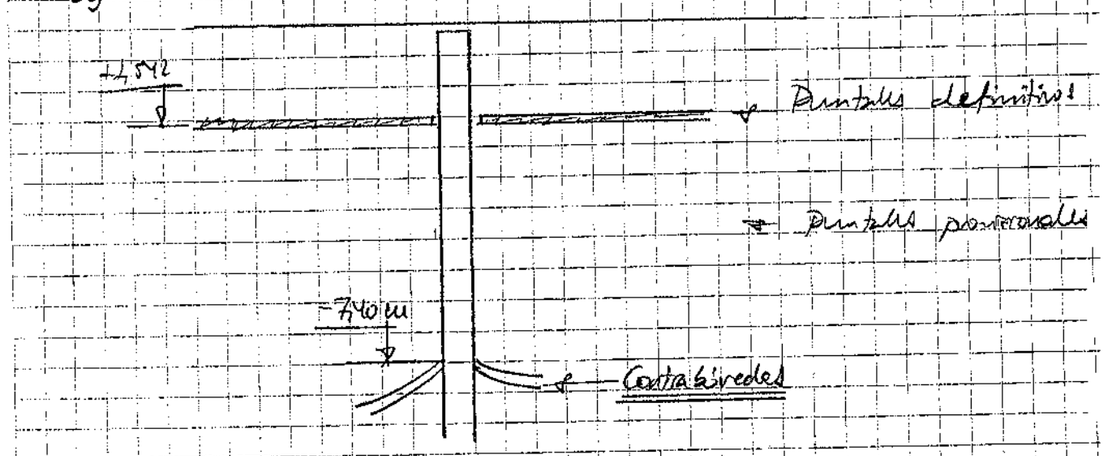
b)



c)



d)

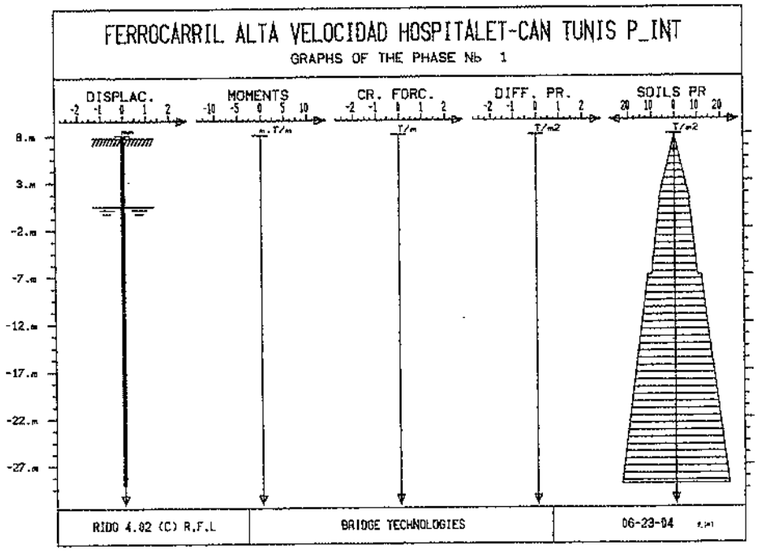


(2)

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P_INT *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -4.13 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* PANTALLAS INTERMEDIAS RAMAL AEROPUERTO
7.80
-29.0 1.0^3*2.726E6/12
9.00
* 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) 7.80
EXC(2) 7.80
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) -10.25 0.0
WAT(1) -29.0 21.0
WAT(2) -10.25 0.0
WAT(2) -29.0 21.0
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 327500
CAL
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70
EXC(1) -0.70
EXC(2) 2.30
CAL
* ETAPA 3': COMPLETA FASE 3
EXC(2) -0.70
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=1.55 Y EXCAVACION HASTA Z=-5.15
STR 1.55 1.0 0.0 0.0 30000
EXC(1) -5.15
EXC(2) -2.15
CAL
* ETAPA 4': COMPLETA ETAPA 4
EXC(2) -5.15
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.15 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -4.15 1.0 0.0 0.0 30000
EXC(1) -9.3
EXC(2) -6.3
CAL
* ETAPA 5': COMPLETA ETAPA 5
EXC(2) -9.3
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -7.40 1.0 0.0 0.0 65000
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: RETIRADA DE PUNTALES
CFM -4.15 65.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1,1) -7.4 0.0 3.0
WAT(1) -29.0 25.0
WAT(2,1) -7.4 0.0 3.0
WAT(2) -29.0 25.0
CAL
* ETAPA 8: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*327500
STR -7.40 1.0 0.0 0.0 0.66*65000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

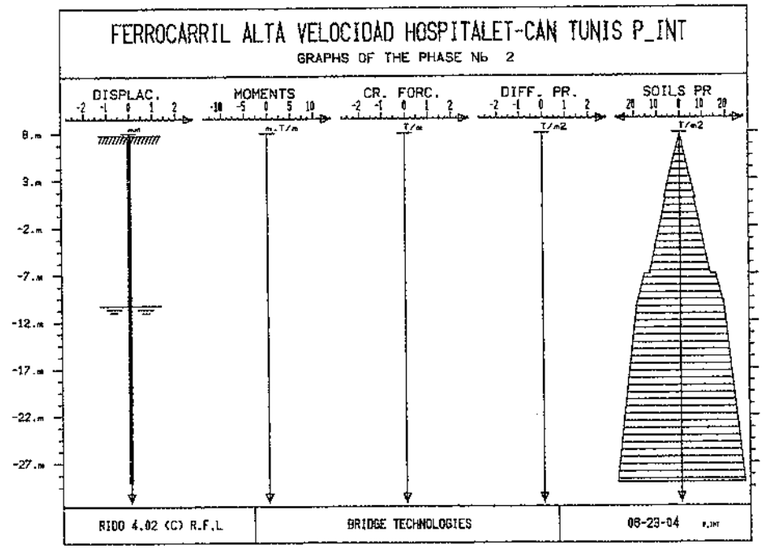
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17
PANTALLAS INTERMEDIAS ZONA ENSANCHE.

ESTADO PREVIO:



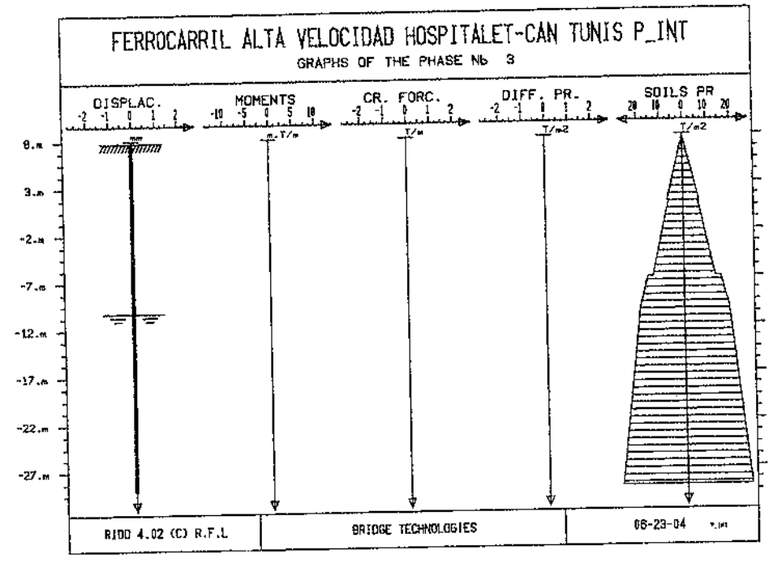
FASE 1

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



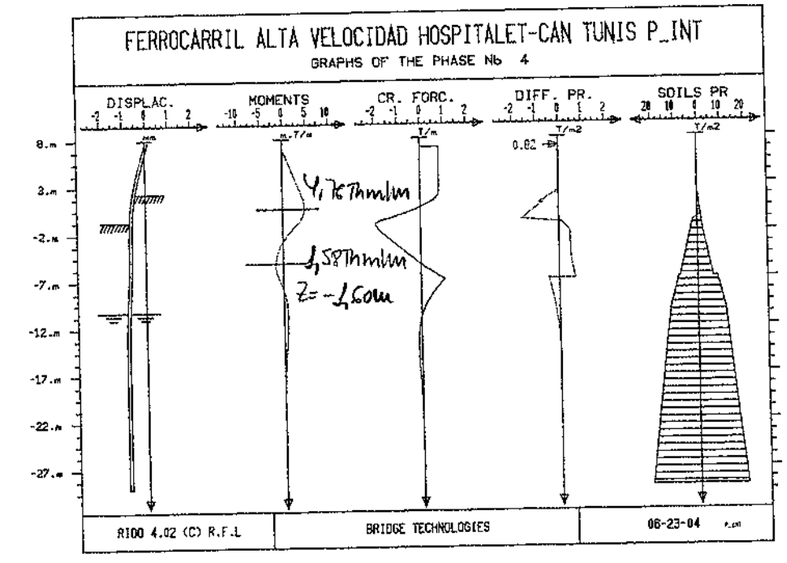
FASE 2

EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



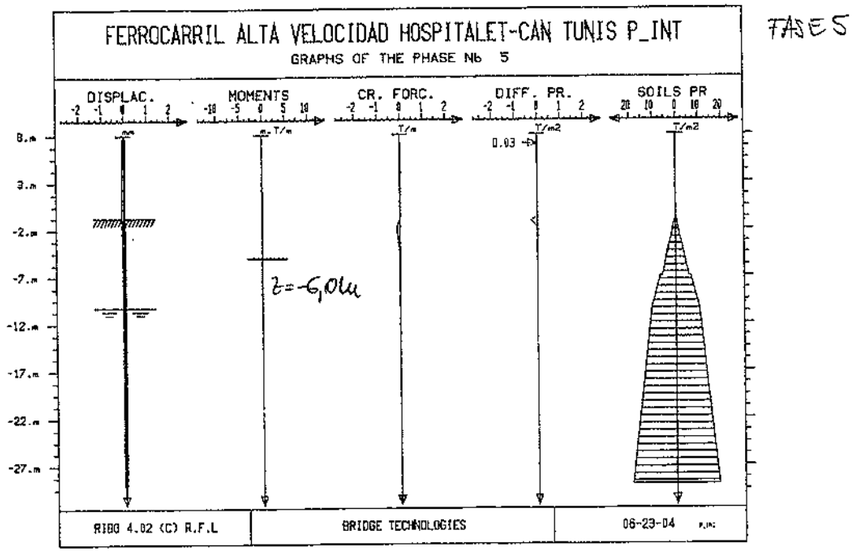
FASE 3

EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m CON DESEQUILIBRIO DE TIERRAS:

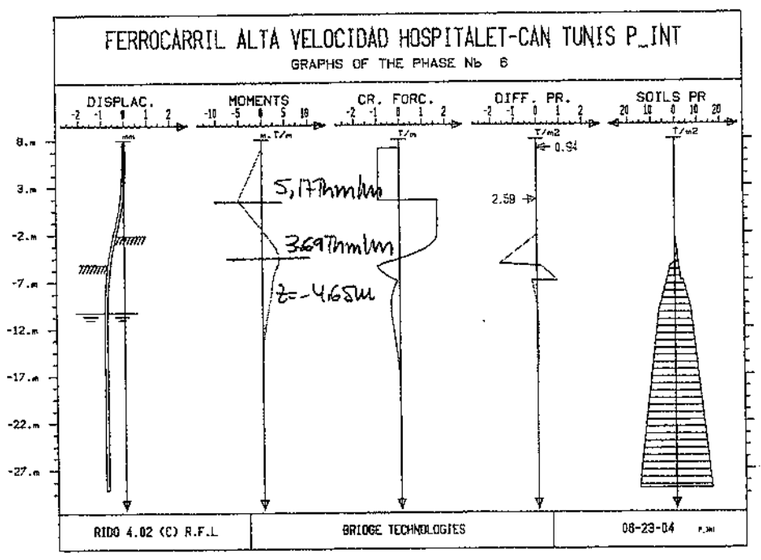


FASE 4

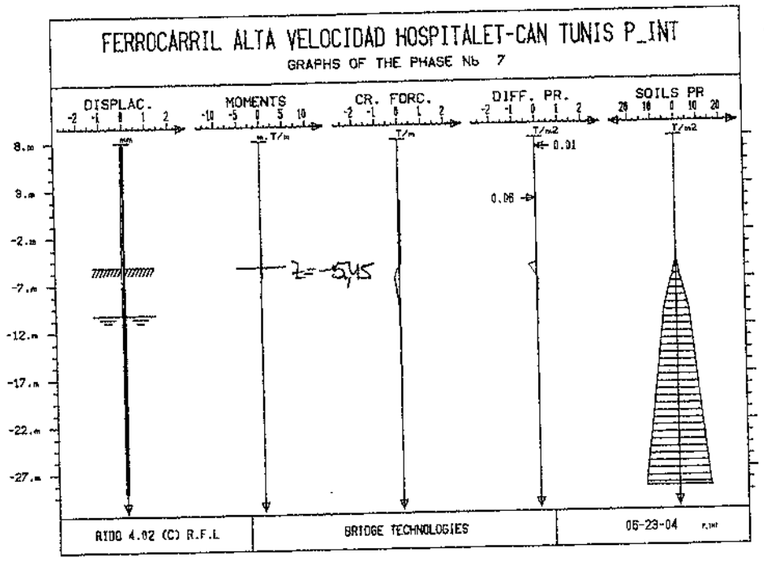
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m CON TIERRAS EQUILIBRADAS:



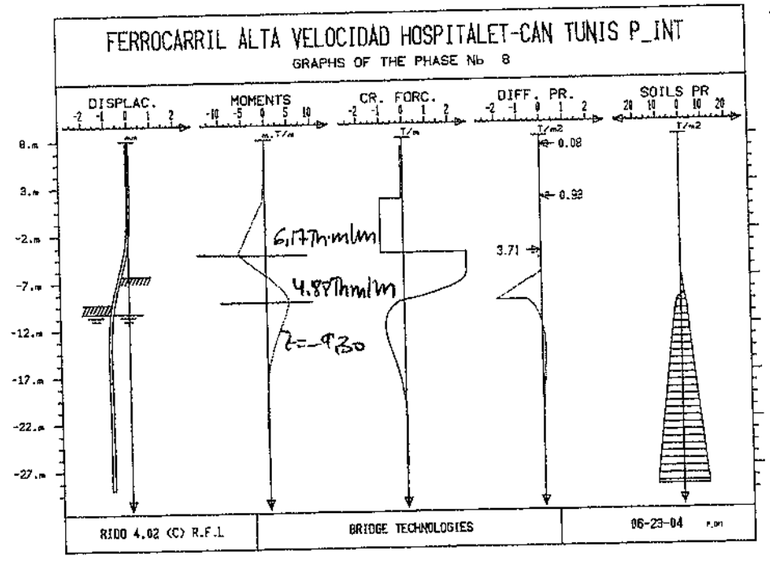
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=1.55 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-5.15, CON DESEQUILIBRIO DE TIERRAS:



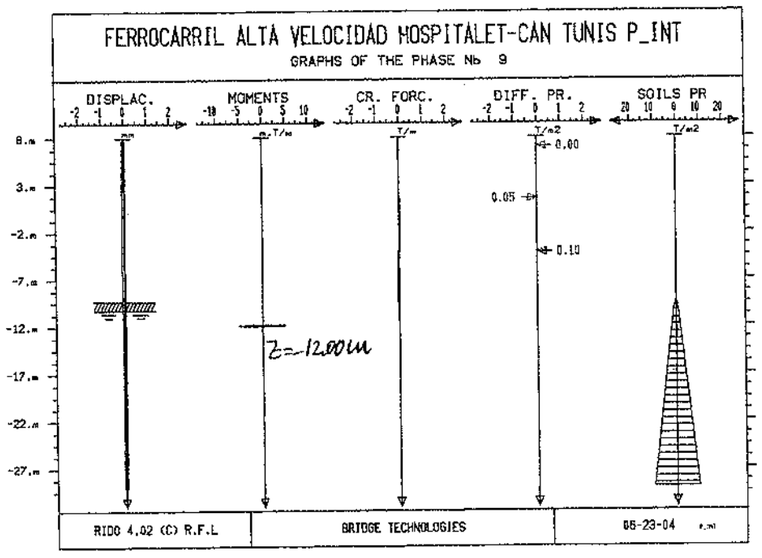
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=1.55 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-5.15, CON TIERRAS EQUILIBRADAS:



PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.15 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E, CON DESEQUILIBRIO DE TIERRAS:

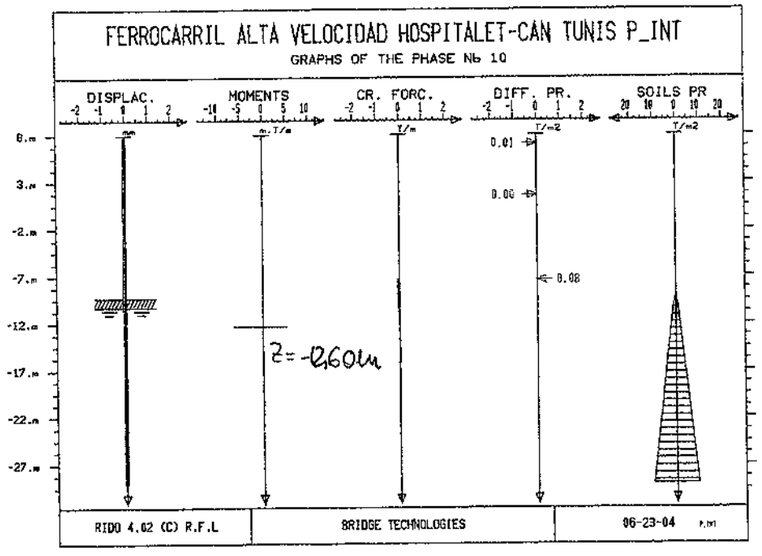


PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.15 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E, CON TIERRAS EQUILIBRADAS:



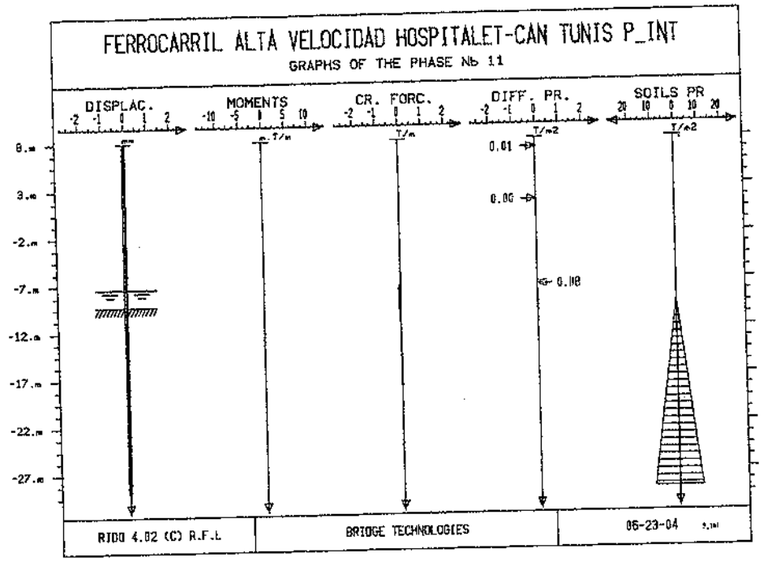
FASE 9

EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES:



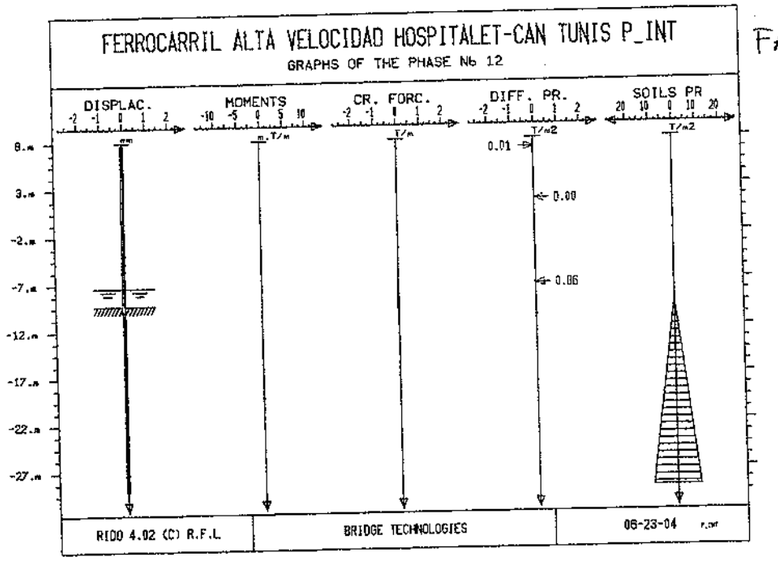
FASE 10

SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



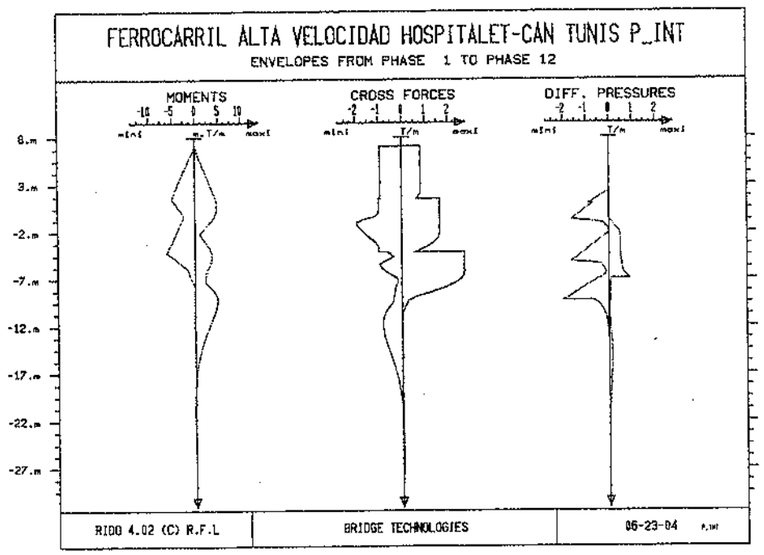
FASE 11

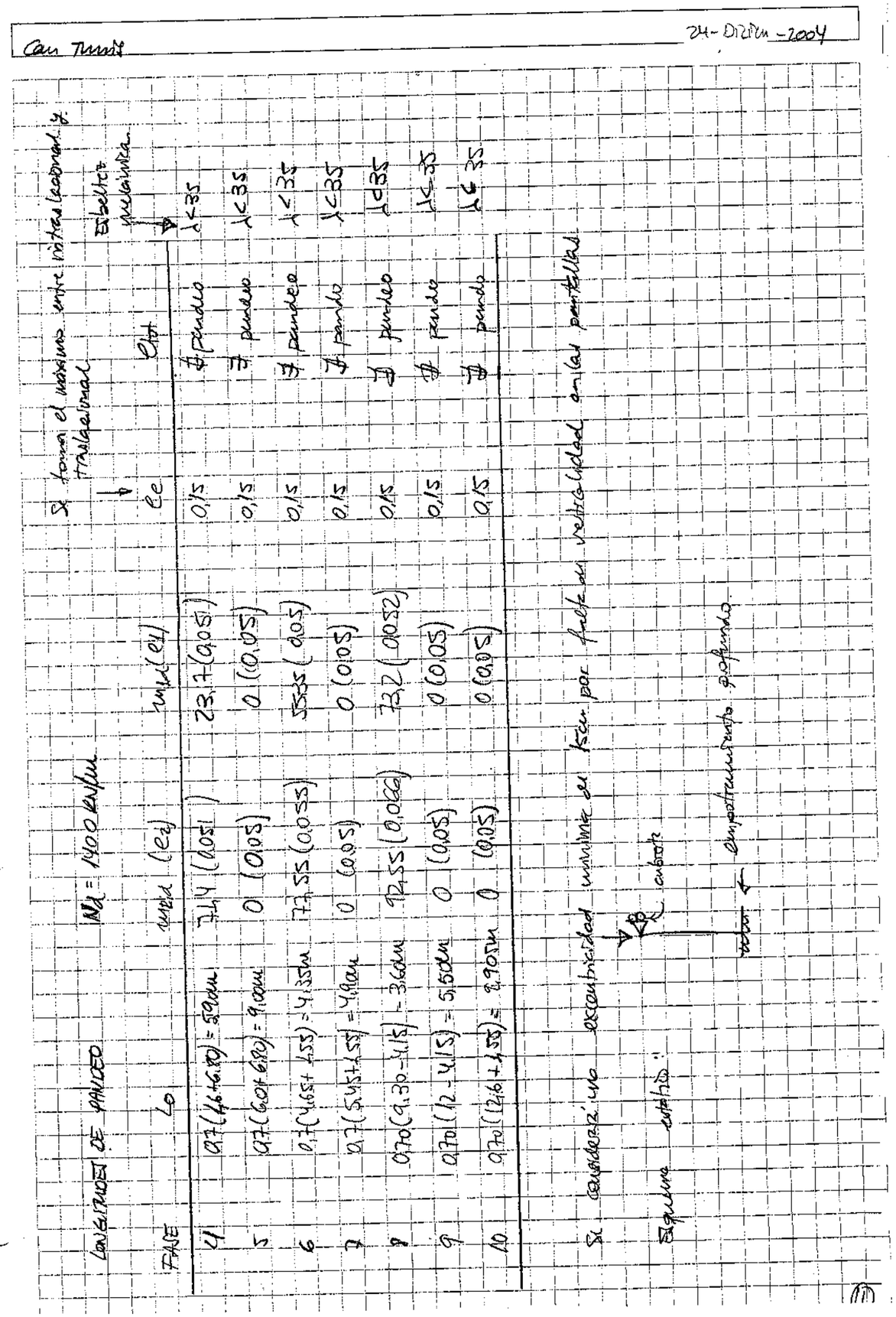
FLUENCIA:



FASE 12

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES SOBRE LAS PANTALLAS:





Se dimensionan las pantallas con una excentricidad mínima de 0,30m

$N_d = 1400$ kN/m

$m_d = 1400 \cdot 0,30 = 420$ kN·m/m

$r = 0,15$ — Dimensionamiento en programa BASIC

$A_s \geq 0$ → Cuantía mínima

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras fisuración:

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1,0 \cdot \frac{25/1,5}{500/1,5} = 15,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4Φ25 pues de batache

Se disponen 5Φ25 pues de batache

PANTALLAS INTERMEDIAS:

Carga en puntals provisionals:

$N_k = 135$ Tn/m

Como no se dispone puntal de forma simultánea se aplica la fuerza de un puntal provisional sobre la pantalla. Dado el comportamiento superficial se considera el 50% de dicha carga (4)

$N_k = 65$ Tn/m (como acción en las pantallas)

$m_{max} = 917$ kN·m/m

$m_d = 1375,5$ kN·m/m

$A_s = 46,49$ cm²/m

En todo el batache: 25 Φ32 / batache 5,0m

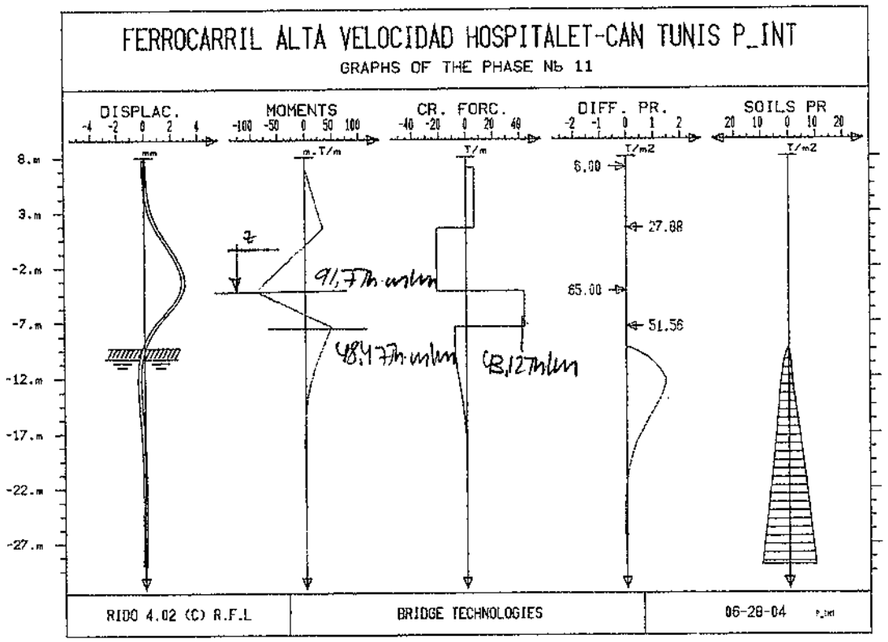
Momento último con 25Φ25 por batache (5Φ25 pues de batache)

$A_s = 24,545$ cm²/m

$m_u = 920,30$ kN·m/m

En valor característico: $m_{u,k} = 613,5$ kN·m/m

DESAPEO ASIMÉTRICO



z: A la altura del puntal pretensado

Can Tunis 24-02-2004

Dimensionamiento a cortante

V_d = 1,50 · 43,11 kN/m $V_d \simeq 650$ kN/m

A_s = 5Φ32 pasa = 40,21 cm²/m

Dimensionamiento con pasadores BARÖ

A_d = 17,33 cm²/nudo/m

En todo el tablero A_d = 6,165 cm²/m

Tomando 8 pasadores/plano y planos a 0,15m → $A_s \geq 1,156$ cm²/tablero

Se cubre con Φ16

PUNZONAMIENTO EHE

Carga máxima puntales

N_d = 1,50 · 1250 kN/m · 2,50 m = 4687,5 kN/puntal

Esfuerzo máximo de punzonamiento

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq f_{1cd} \Rightarrow f_{1cd} = 0,30\, f_{cd} = 0,30 \cdot \frac{25}{1,50} = 5,00 \text{ MPa}$$

Placa apoyo puntal: 0,75 × 0,75 → u_0 = 3,00m

d = 0,85m en todo seguro

Sustituyendo valores:

$$\frac{4,687 \text{ MN}}{3,00 \cdot 0,85} = 1,84 \text{ MPa} < f_{1cd} \quad \text{(OK!)}$$

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO:

$b_0 = u_1$; $A_{sw} = \frac{A_{sw}}{s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$V_{Rd,ef} \leq V_{Rd,1} \cdot d$

$d = 0,85m$

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

$V_{Rd,ef} = 4,7 MN$

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

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

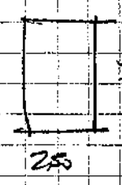
$A_{sy} = 5\phi 32 \text{ pm} + 5\phi 32 = 80,42 cm^2/m \rightarrow \rho_y = 0,008042$

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,0058$ $\boxed{\rho_l = 0,0058}$

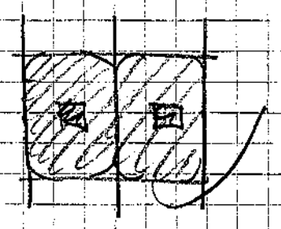
Sustituyendo valores: $V_{Rd} = 0,12 \cdot 1,485 (100 \cdot 0,0058 \cdot 25)^{1/3} = 0,435 MPa$

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario que

$u_1 \geq \frac{V_{Rd,ef}}{V_{Rd} \cdot d} = \frac{4,69 MN}{0,435 \cdot 0,85} = 12,68m$



Perímetro crítico



$u_{crítico} = 8,73m$

↑

como $u_1 > u_{crítico}$ → hace falta armadura de punzonamiento

OJO: Al juntarse las dos superficies de rotura, el mecanismo resistente es el cortante vertical de las pantallas. El cizallamiento de cortante queda garantizado con las armaduras dispuestas (Cuando a desapuntalar NO haya riesgo de punzonamiento y es de el caso que aquí se comprueba)

Punzonamiento tomando $u_1 = 12,50m = b_0$

$\xi = 1,485$

ρ_x: $A_{sx} = \phi 20 \text{ a } 0,15 = 20,95 cm^2/m \rightarrow \rho_x = 0,002095$

ρ_y $A_{sy} = 5\phi 32 \text{ pm} = 40,21 cm^2/m \rightarrow \rho_y = 0,004021$

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,002902$

$V_{Rd} = [0,10 \cdot 1,485 (100 \cdot 0,002902 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 12,50 \cdot 0,85 \cdot 1,00 = 3,055 MN/m$

$V_{Rd} \geq V_d - V_{Rd} = 4,69 - 3,06 = 1,64 MN$

$V_{Rd} = z \cdot \sin(\cot g \alpha + \cot g \theta) \cdot f_{yd} \cdot A_{sw}$ $z = 0,9d$

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

$A_{sw} = \frac{V_{Rd}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{1,64}{0,765 \cdot 400} = 53,6 cm^2/m = \frac{A_{sw}}{s}$

a) Tomando $s = 0,15$ → $A_{sw} = 8,04 cm^2$ en cada plano

→ 2 Ø1 cm^2/barra ← Se cubre con la armadura dispuesta

b) Tomando $s = 0,20$ → $A_{sw} = 32,16 cm^2$ en cada plano

Tomando barras = 0,15m, en 7,7m entran 52 barras

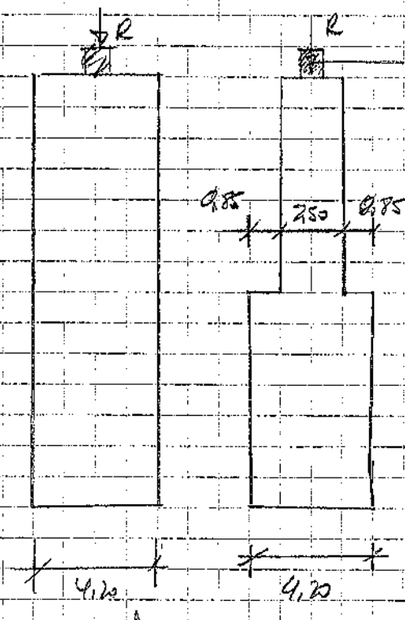
→ $A_s = 0,63 cm^2$/barra ← se cumple holgadamente

DIMENSIONAMIENTO DE PANTALLAS CENTRALES TRANSVERSALES

Reacción sobre las pantallas transversales: $R_z = 4680$ kN

$R_d = 7020$ kN

$b = 2{,}00$ m



← Pantallas con descuelgue parcial caso extremo (→ también en excentricidad)

↑ Pantallas integras, sin descuelgue de cantos

I] Introducción de la reacción de la viga de atado en las pantallas transversales:

$R_d = 7050$ kN

$T_d = 0{,}75\ R_d = 0{,}75 \cdot 7050 = 17625$ kN

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{17625\text{ kN}}{400\text{ MPa}} = 44{,}06\text{ cm}^2$

Deben disponerse entre $\phi 16$ y 6 ($b = 250$)

→ Se reparten entre $\phi 25$ y 2,50 m

Tomando planos a 0,15 (2 ramas / plano) → 15 planos → 3 / barra

$A_s \geq 2{,}47\text{ cm}^2$/barra → 4 ud con $\phi 16$

II] Introducción de la reacción tras el ensanchamiento en pantallas con demolición parcial.

Idem $A_s = 44{,}06\text{ cm}^2$

$b = 4{,}20$ m → con la armadura transversal dispuesta hay más que de sobra

Obs. En sentido longitudinal al túnel no hay requerimiento

CUANTÍAS MÍNIMAS

a] FLEXIÓN

$A_s \geq 0{,}04\ A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 4{,}20 \cdot \frac{25/1{,}50}{434{,}8} = 64{,}4\text{ cm}^2 \rightarrow 14\ \phi 25$

→ Cara larga: $1\ \phi 25$ c/0,30 — 4 disponen $4\ \phi 25$ para descuelgue

→ Cara corta: $14\ \phi 25$ 4,20 m

Momento último

$M_{u1} = 7341{,}5$ kN·m/m

$M_{u2} = 11787{,}08$ kN·m

$I_{z1} = \frac{1}{12} 4{,}20 \cdot 1^3 = 0{,}35\text{ m}^4$

$I_{z2} = \frac{1}{12} 4{,}20^3 \cdot 1 = 6{,}174\text{ m}^4$

$M_{u2} = 11785$ kN·m

$R_{max} = N = 7020$ kN

} $e_{max} = 1{,}678$ m (Sin tener en cuenta la armadura de la cara larga)

Obtenemos $i_{z2} = \sqrt{\frac{I_{z2}}{A}} = 1{,}212$ m

$i_{z1} = \sqrt{I_{z1}/A} = 0{,}29$ m ← no hay posibilidad de pandeo en este sentido



Apoyo en pantallas longitudinales

Longitud de la pantalla : 2 29+8 = 37m

Esbeltez mecánica máxima posible = $37/1,212 = 30,5 < 35$

No hace falta tener en cuenta posibles efectos de 2º orden

La excentricidad correspondiente al momento máximo en dentida transversal no puede llegar a alcanzarse en ningún caso.

CUANTÍA MÍNIMA A AXIL

$N_d = 7020$ kN

- $A_{s1} = A_{s2} \geq \frac{0,05 N_d}{f_{yd}} = \frac{0,05 \cdot 7020\ kN}{400\ MPa} = \frac{0,351\ MN}{400\ MPa}$ Cuantía mínima
- $A_{s1} = A_{s2} \geq 8,775\ cm^2$ — A cubrir ampliamente
- $A_{s1} = A_{s2} \leq \frac{0,5 f_{cd} A_c}{f_{yd}} = \frac{0,5 \cdot 1,20 \cdot 25/1,5}{400} = 8,75\ cm^2$ Cuantía máxima

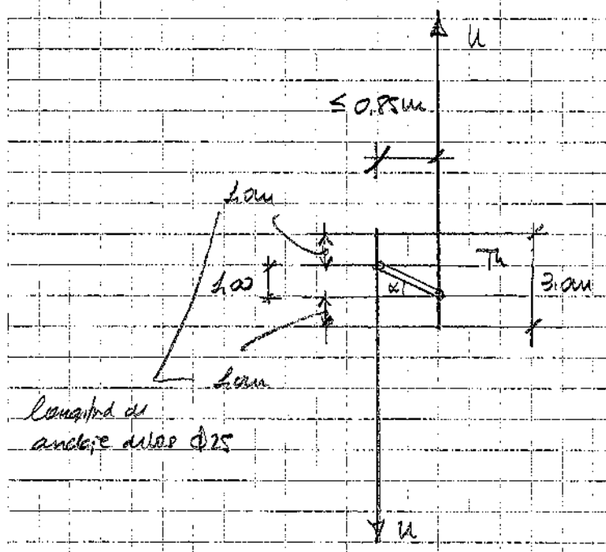
$A_{s\,total} \leq 17,50\ cm^2$

$35,6\ cm^2$ (OK) ← No se alcanza esta cuantía

→ 17 Ø25

Transmisión de cargas entre barras

En la zona del límite de demolición de las pantallas



En total hay 17 Ø25

$A_s = 68,726\ cm^2$

$U = A_s \cdot f_{yd} = 2,99\ MN$

$K = \text{arctg} \frac{1,00}{0,85}$, $\alpha = 49,65°$

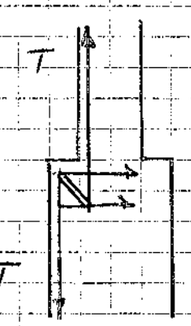
$C \cdot \cos\alpha = U \rightarrow C = \frac{U}{\cos\alpha} = \frac{2,99\ MN}{\cos 49,65} = 3,922\ MN$

$Th = C \cdot \cos\alpha = 3,922\ MN \cdot \cos 49,65 = 2,54\ MN$

$Th_d = 2,54\ MN \rightarrow A_s \geq 95,25\ cm^2$

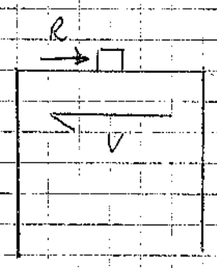
Tomando 2 ramos a 0,5 → en 3,0m caben hasta: $31,75\ cm^2/m$

$A_s \geq 7,391\ cm^2/\text{barra}$ — A cubrir con dos cercos perimetrales Ø20 dispuestos.

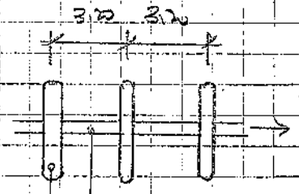


Transmisión de fuerzas entre barras

Cualquier de la reacción en el apoyo:



Geometría sección transversal



$I_{11} = \frac{1}{12} 4{,}2^3 \cdot 1 = 6{,}174\ m^4/3{,}20\ m$ $\qquad I_{\perp} = \frac{1}{12} 1^3 = 0{,}0833\ m^4/m$

Rigidez equivalente $I_{total} = (6{,}174 + 0{,}0833 \cdot 3{,}20\ m)/m^4/3{,}20\ m$

Retardos longitudinales

$I_{eq,L} = 0{,}0833 \frac{2{,}20}{3{,}20} = 0{,}05729\ m^4/m$

Retardos transversales

$I_{eq,T} = 6{,}174 \frac{1}{3{,}20} = 1{,}929\ m^4/m$

Los retardos transversales son 33,7 veces mayores que los longitudinales

Cortantes máximos durante el proceso constructivo:

$V_{max,K} = 430\ kN/m \rightarrow$ (Con 3,20m) $\rightarrow V = 1376\ kN$

Se hace un reparto proporcional a las rigideces

$V_{pantallas\ transversales} = \frac{33{,}7}{34{,}7} 1376 = 1336{,}5\ kN \rightarrow V_d = 2004{,}75\ kN$

$V_{pantallas\ longitudinales} = \frac{1}{34{,}7} 1376 = 39{,}65\ kN$ ← Muy bajo (cada 3,20m)

$V_d = 77{,}05\ kN/m$

Armadura de cortante (Se supone el canto mínimo de 2,75)

$b = 1{,}00m$; $h = 2{,}75$; $A_s = 14\ \Phi 25 = 68{,}726\ cm^2$; $V_d = 2005\ kN$

Dimensionamiento

$A_\alpha = 16{,}16\ cm^2/m$

⇒ armadura transversal

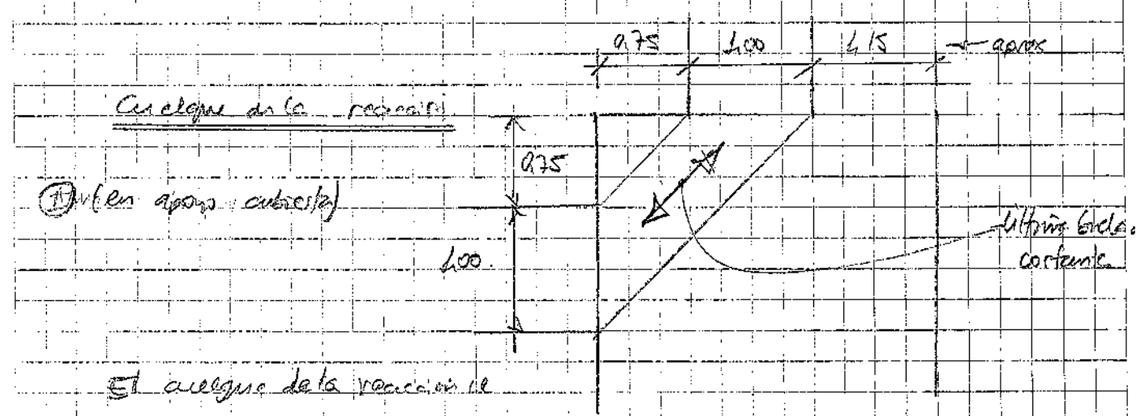
a) Trama tipo: $A_\alpha = 16{,}16\ cm^2/m$ → Se cubre con 1 c Φ16 perimetral c 0,15 (26,82 cm^2/m) ← (A)

b) Tramos con introducción de reacción de las pantallas

$A_\alpha =$ 16,16 cm^2/m (← Cortante)

+ 19,50 cm^2/m (← Introducción de la reacción reparto proporcional)

Total... 35,74 cm^2/m ← Se cubre con cercos Φ20 c 0,15 perimetrales (41,89 cm^2/m)



Cualquier de la reacción

(A) (en apoyo cubierta)

El cualquier de la reacción se encuentra en 4,00m de entrada a la pantalla

$V_{Tunaxis} = 755\ kN/m$; $V_d = 1132,5\ kN/m$

- Reparto entre bataches

a) En 3,20 m hay $V_d = 755\ kN/m$

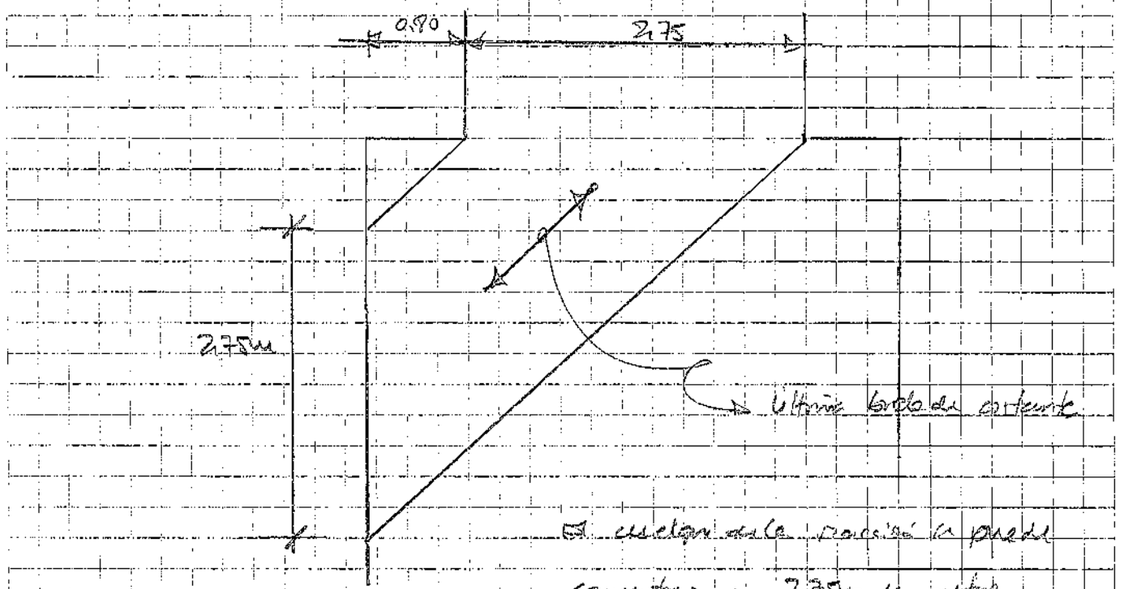
a1) En los bataches transversales → $V_d = 252\ kN$

a2) En los bataches longitudinales → $V_d = 1044\ kN/2,20m$

- Armadura de la traccion

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{2352\ kN}{400\ MPa} = 8,2\ cm^2$ a repartir en 1 m → $8,80\ cm^2/m$

(II) En cambio de canto de las pantallas.



$V_d = 2005\ kN$

$A_s \geq \frac{2005\ kN}{400\ MPa} = 50,125\ cm^2$, → repartido en 2,75m → $18,22\ cm^2/m$

c) Tramos con introduccion de reacion de las pantallas + anclaje de la reacion.

c-1) En la union con la cubierta

A_s = 16,16 cm^2/m (← cortante) (Hay que cubrir)

19,58 cm^2/m (← Introduccion de la reacion)

1,80 cm^2/m (← Anclaje de la reacion)

Total... 44,84 cm^2/m ← Se cubre con cercos ϕ20 a 0,15 perimetrales (41,89 cm^2/m)

c-2) En el cambio de canto de la pantalla

A_s = 16,16 cm^2/m ← cortante

19,58 cm^2/m ← Introduccion de la reacion

18,22 cm^2/m ← Anclaje reacion

3,175 cm^2/m ← transmision de fuerzas entre bielas

Total... 85,71 cm^2/m ← Se cubren con 2 cercos ϕ20 a 0,15 perimetrales (83,79 cm^2/m)

↑

en los 3 primeros metros donde el cambio de seccion

FASE 6 : 706+620 a 706+640 → cambio en la cota de la cubierta del tramo.

Se dimensiona la fase final, de la cota de máxima excavación, más profunda.

Inevitable la utilización de puntales provisionales → Hay que diseñar un apoyo especial en los puntales en la zona del pozo de excavación.

PK: 706+620

Zcoronación = -6,371m = -6,40m (Clasante UTE)

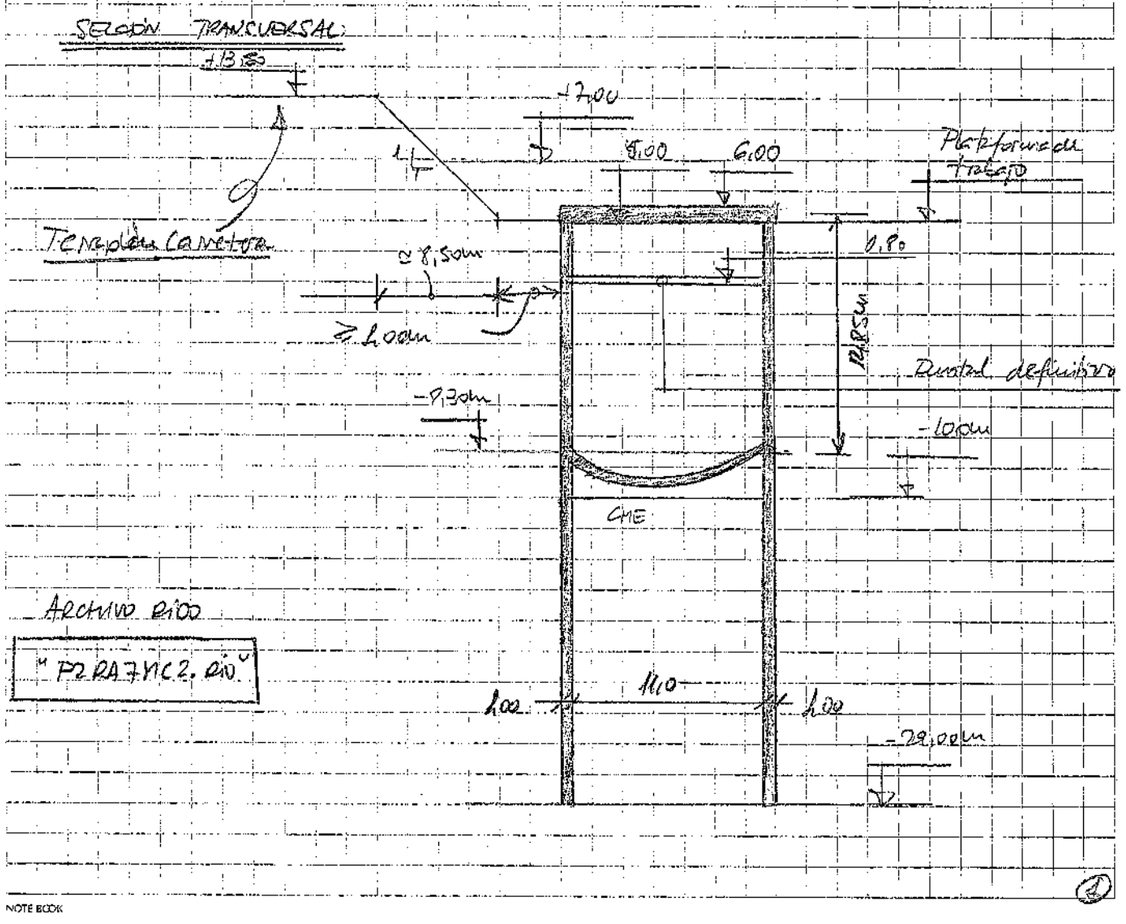
CME = -10,0m

Eje contraviento: -8,20m

Terreno natural Z = +7,00m

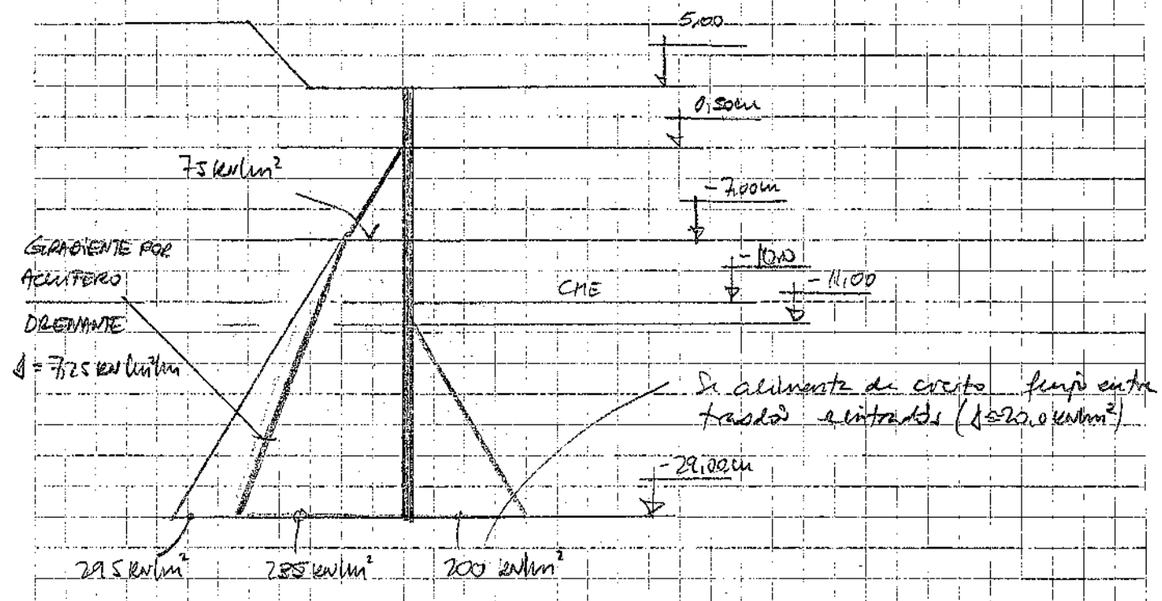
Tendido cuneta hasta Z = 13,50m

SECCIÓN TRANSVERSAL

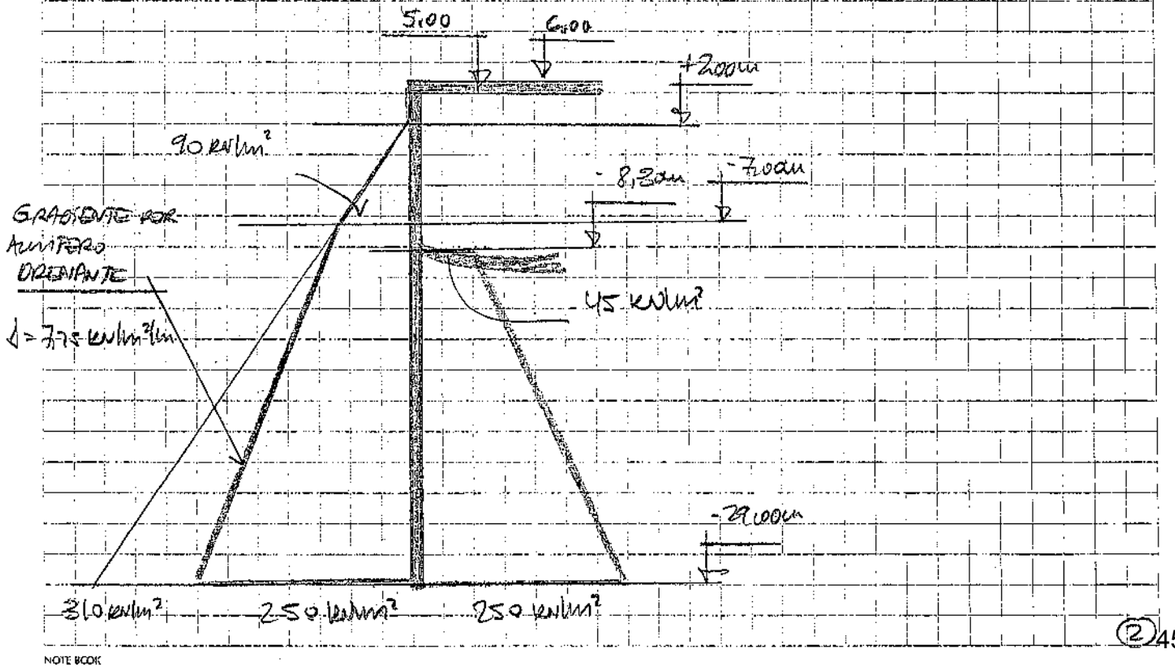


PRESIONES DE AGUA:

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



PRESIONES DE AGUA EXTREMAS EN ESTADO DEFINITIVO (SUBIDA MÁX NF)



RIGIDECES:

* CUBIERTA

$h = 1{,}00m$; $l = 12{,}0m \Rightarrow l/2 = 6{,}00m$ $E = 27264\ MPa$

$$k = \frac{EA}{l} = \frac{27264 \cdot 1{,}00m^2/m}{6{,}0m} = 4544\ MN/m/m$$

$k_{cubierta} = 454400\ Tn/m/m$

* PUNTALES:

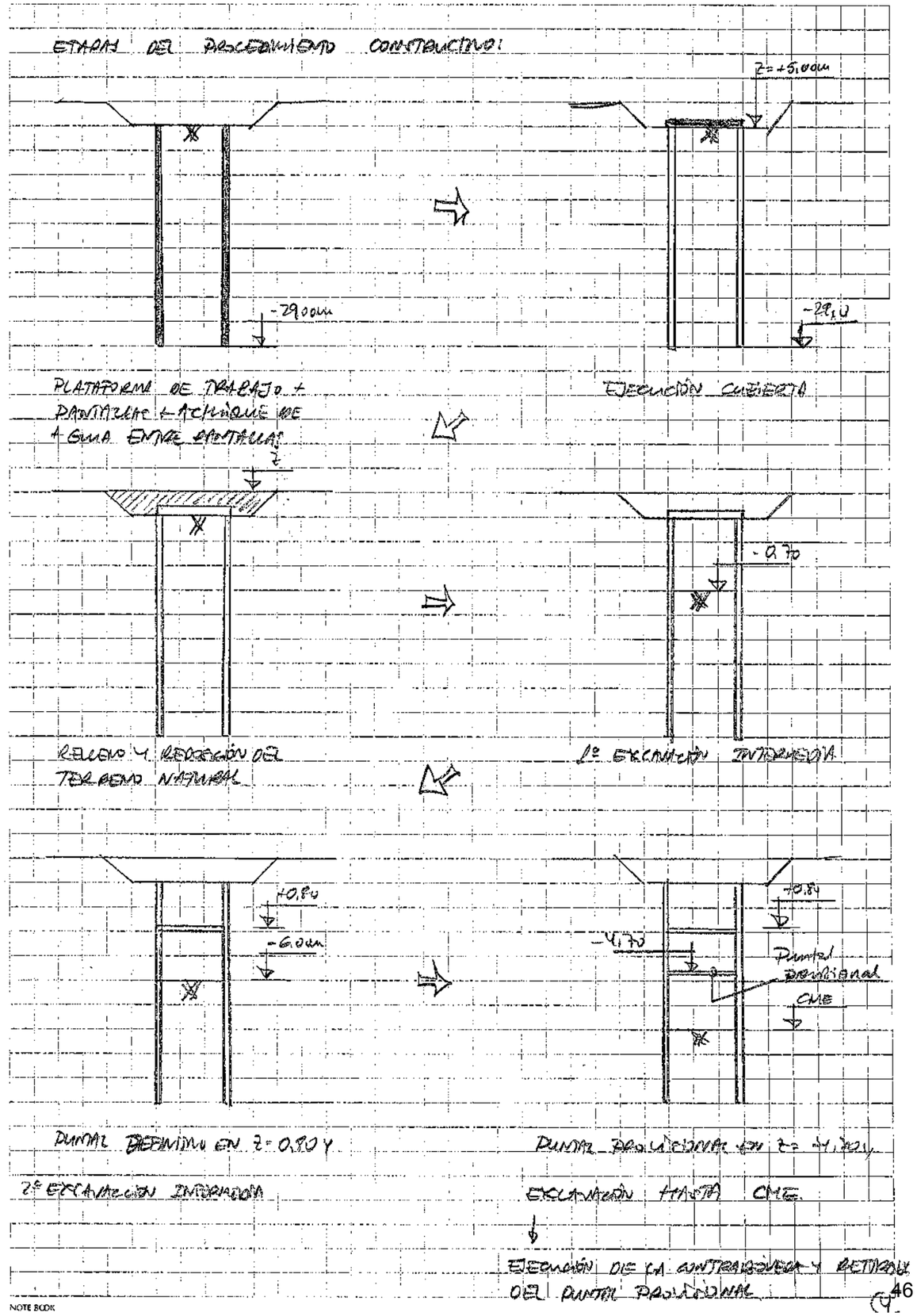
$k_{puntales} = 60480\ Tn/m/m$

* CONTRABÓVEDA

$k_{contrabóveda} = 130000\ Tn/m/m$

Ver notas de cálculo anteriores

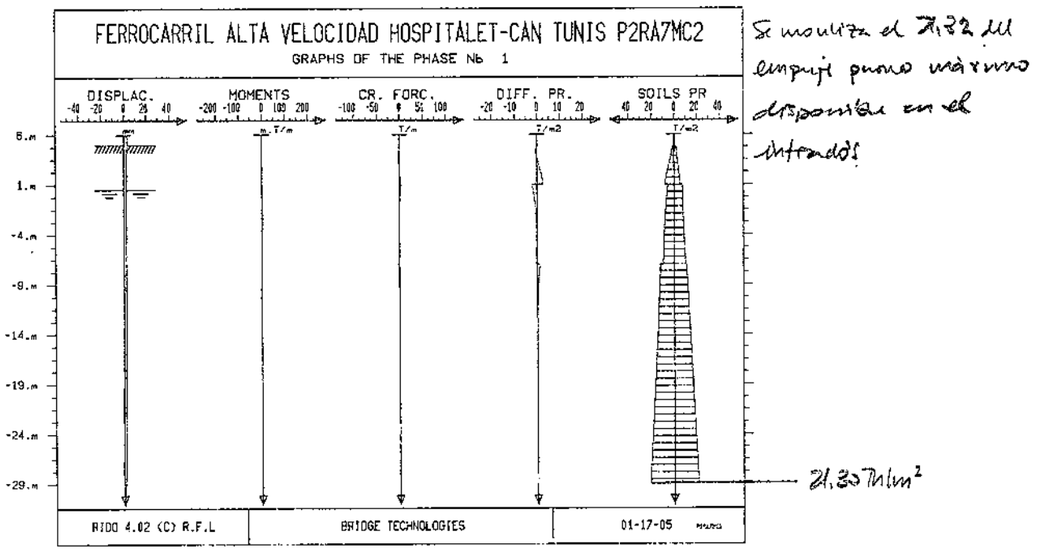
ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



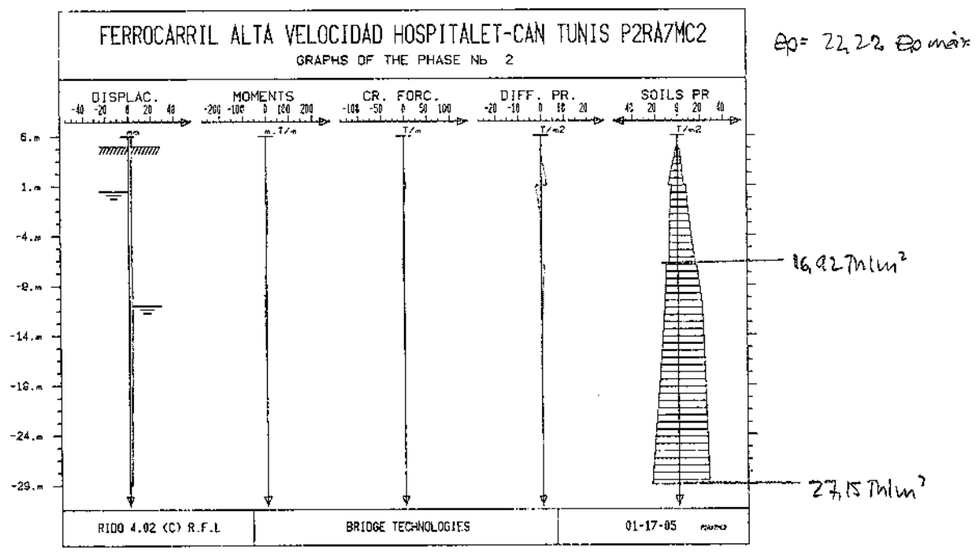
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA7MC2 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -4.70m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 6¦ FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* SECCION FINAL PK 706+640
6.00✓
-29.0 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) 5.0✓
EXC(2) 5.0✓
SUB(1,1) 5.0 0.0 1.0 1.0✓
SUB(1,1) 5.0 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 5.0 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 5.0 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 5.0 4.0 5.0 8.0
SUB(1,1) 5.0 5.0 6.0 10.0
SUB(1,1) 5.0 6.0 7.0 12.0
SUB(1,1) 5.0 7.0 8.0 14.0
SUB(1,1) 5.0 8.0 9.0 16.0
SUB(1,1) 5.0 9.0 35.0 18.0✓
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -29.0 23.5✓
WAT(2) -11.0 0.0✓
WAT(2) -29.0 20.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 5.50 1.0 0.0 0.0 454400✓
SUB(1) 5.0 0.0 3.0 5.0✓
SUB(1,1) 5.0 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 5.0 4.0 5.0 8.0
SUB(1,1) 5.0 5.0 6.0 10.0
SUB(1,1) 5.0 6.0 7.0 12.0
SUB(1,1) 5.0 7.0 8.0 14.0
SUB(1,1) 5.0 8.0 9.0 16.0
SUB(1,1) 5.0 9.0 35.0 18.0✓
CAL✓
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70
EXC(2) -0.70✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=0.80 EXCAVACION
* INTERMEDIA HASTA Z=-6.00
STR 0.80 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -6.0✓
CAL✓
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.70 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -4.70 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -10.0✓
CAL✓
* ETAPA 6: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -8.30 1.0 0.0 0.0 130000✓
STR(0,3)✓
CAL✓
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -29.0 25.0✓
WAT(2,1) -8.30 0.0 4.5✓
WAT(2) -29.0 25.0✓
CAL✓
* ETAPA 8: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12✓
STR(0,1)✓
STR(0,4)✓
STR 5.50 1.0 0.0 0.0 0.66*454400✓
STR -8.30 1.0 0.0 0.0 0.66*130000✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL DEFINITIVO FASE 6 SECCIÓN FINAL 706+640 CAMBIO EN LA COTA DE LA CUBIERTA

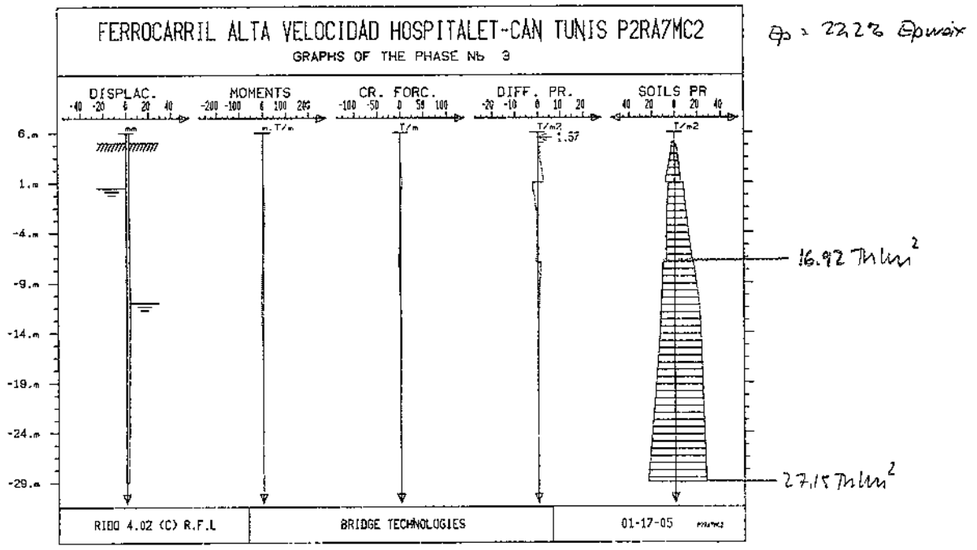
ESTADO PREVIO:



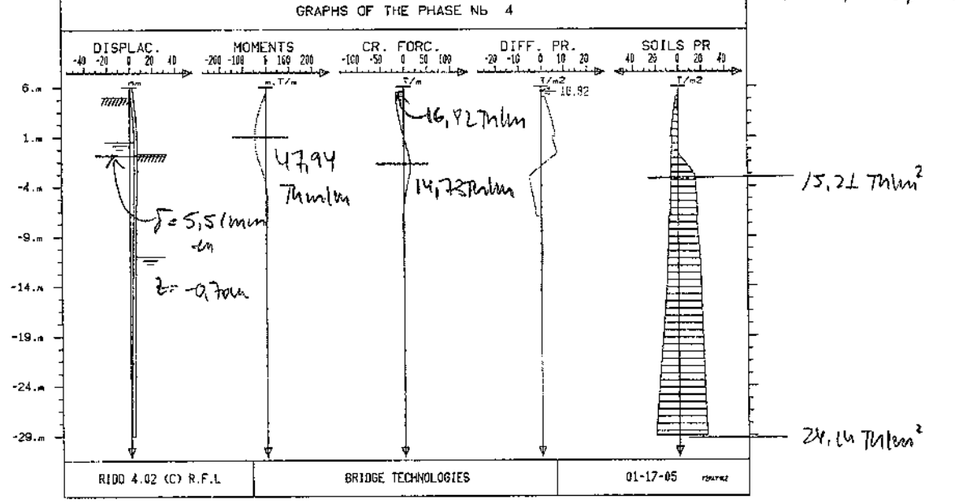
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



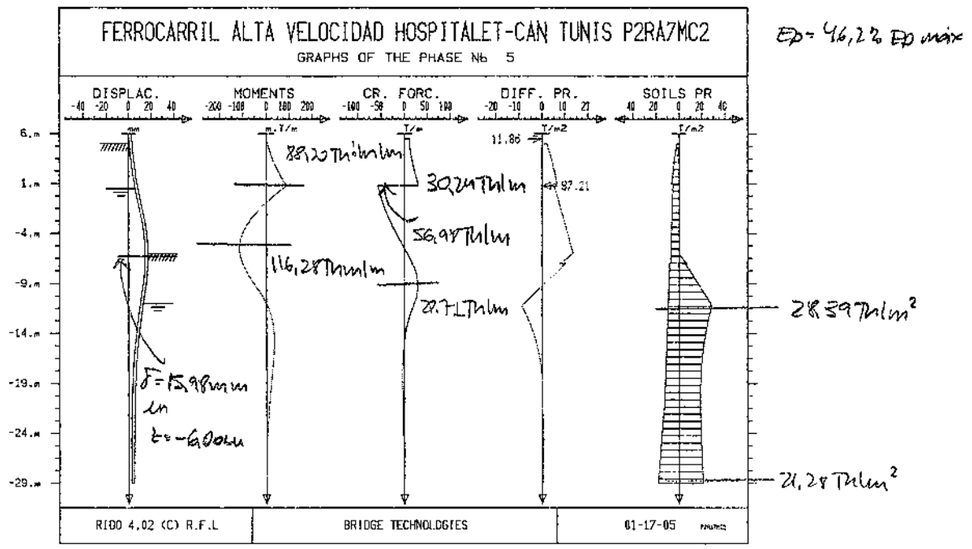
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



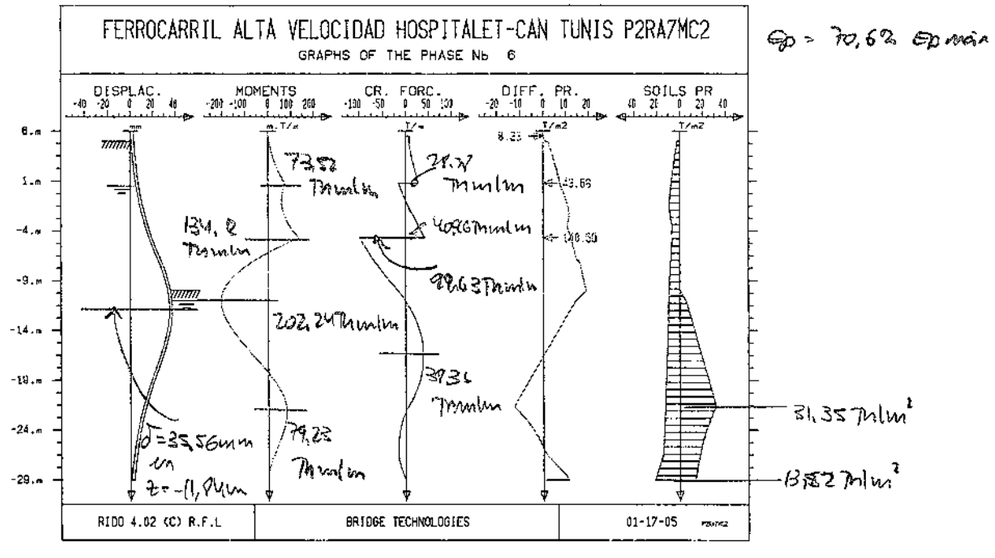
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:



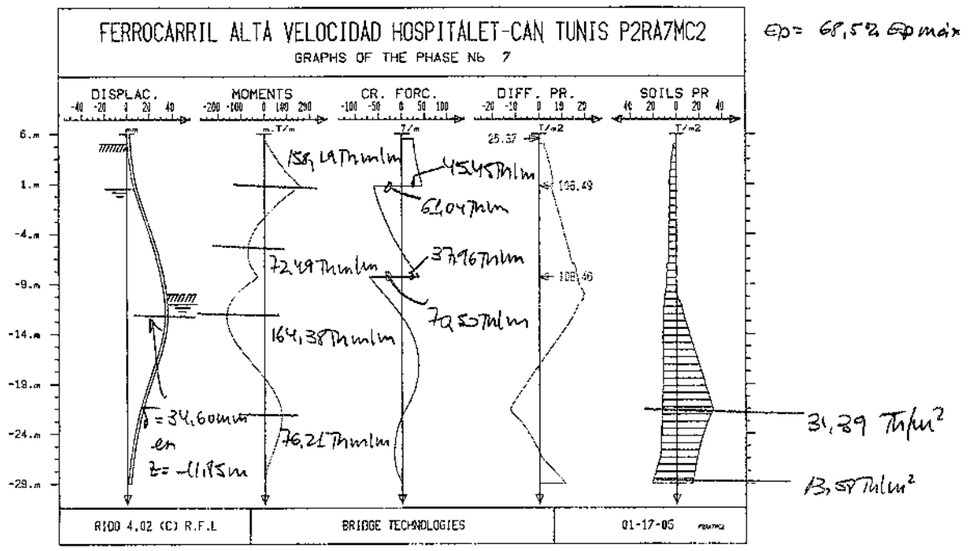
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=0.80Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.0m:



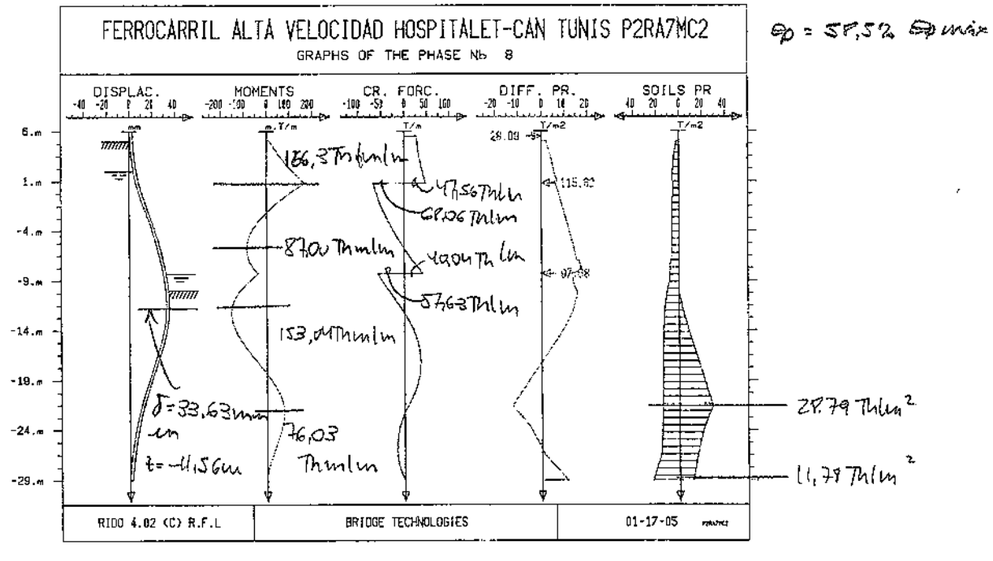
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.70m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



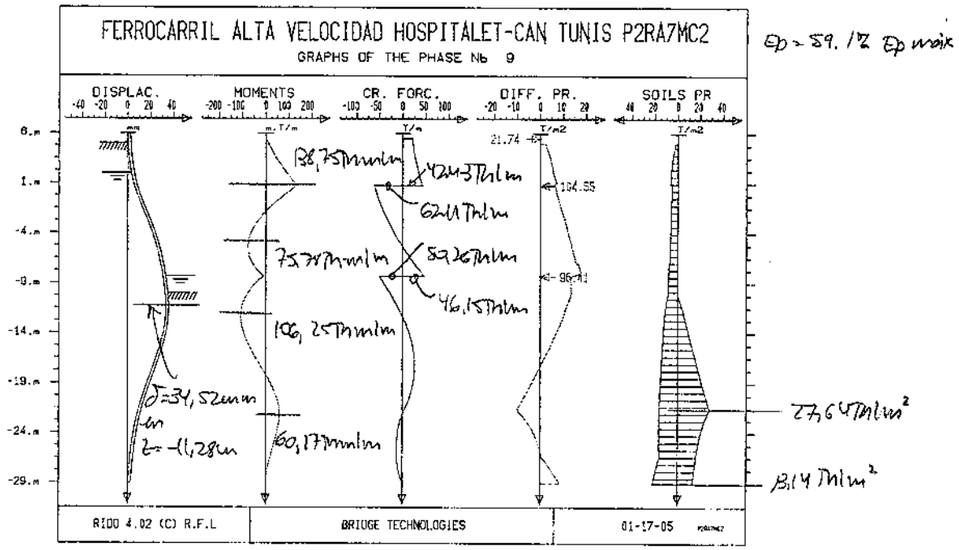
EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



SUBIDA NF (CARRERA EXTREMA DE MAREA):

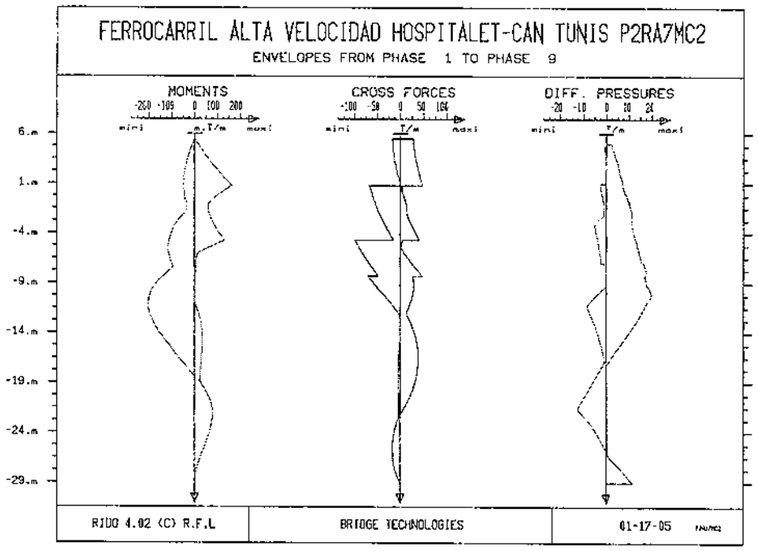


FLUENCIA:

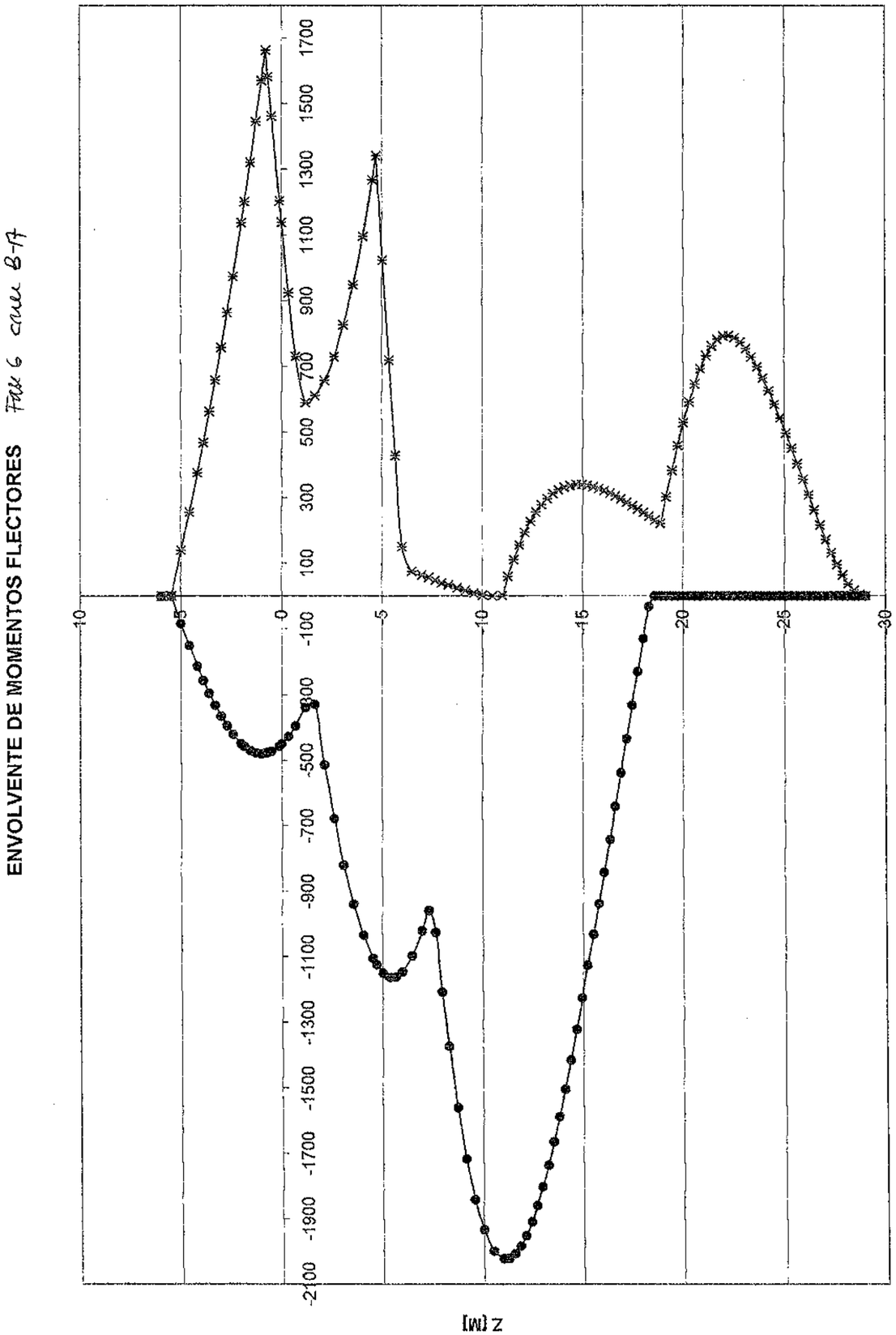


Ep = 59.1% Ep max

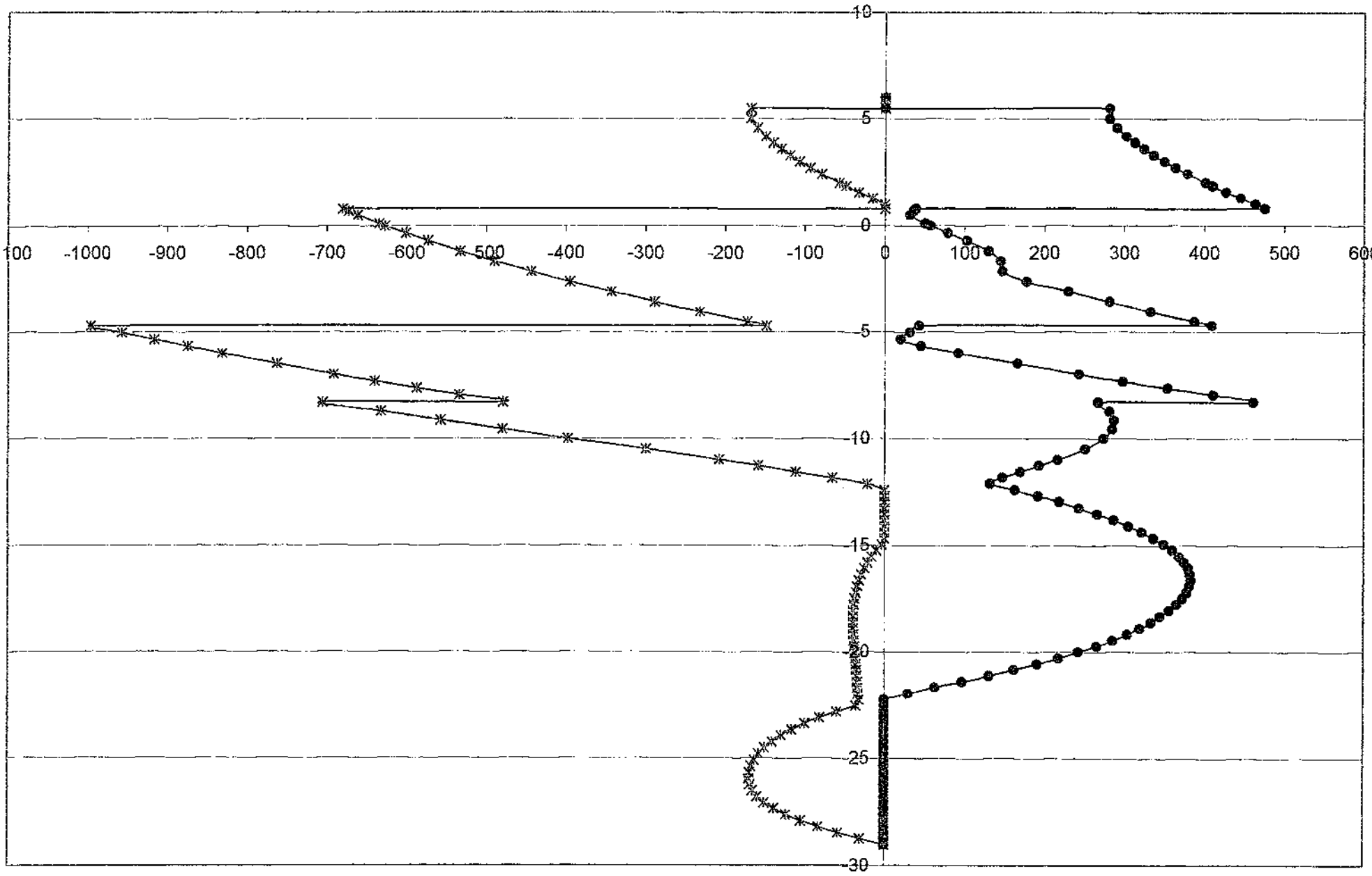
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(Ver hojas excel adjuntas)



ENVOLVENTE DE CORTANTES Fase Cruce B-17

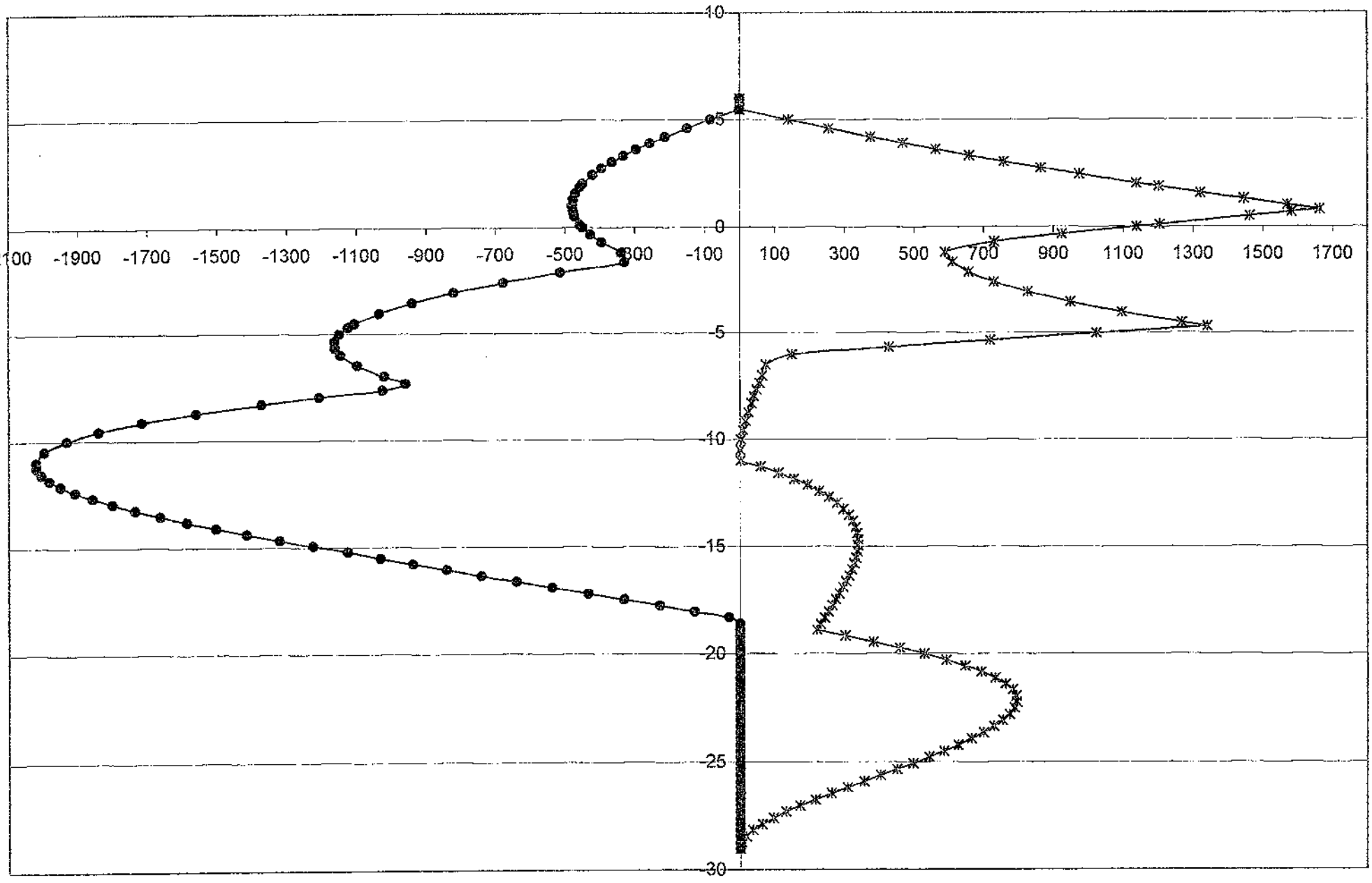


CORTANTES V [kN/m]

—✳— V mín S FINAL —●— V máx S FINAL

P2RA_FASE 6 modificado BIS
17/01/2005

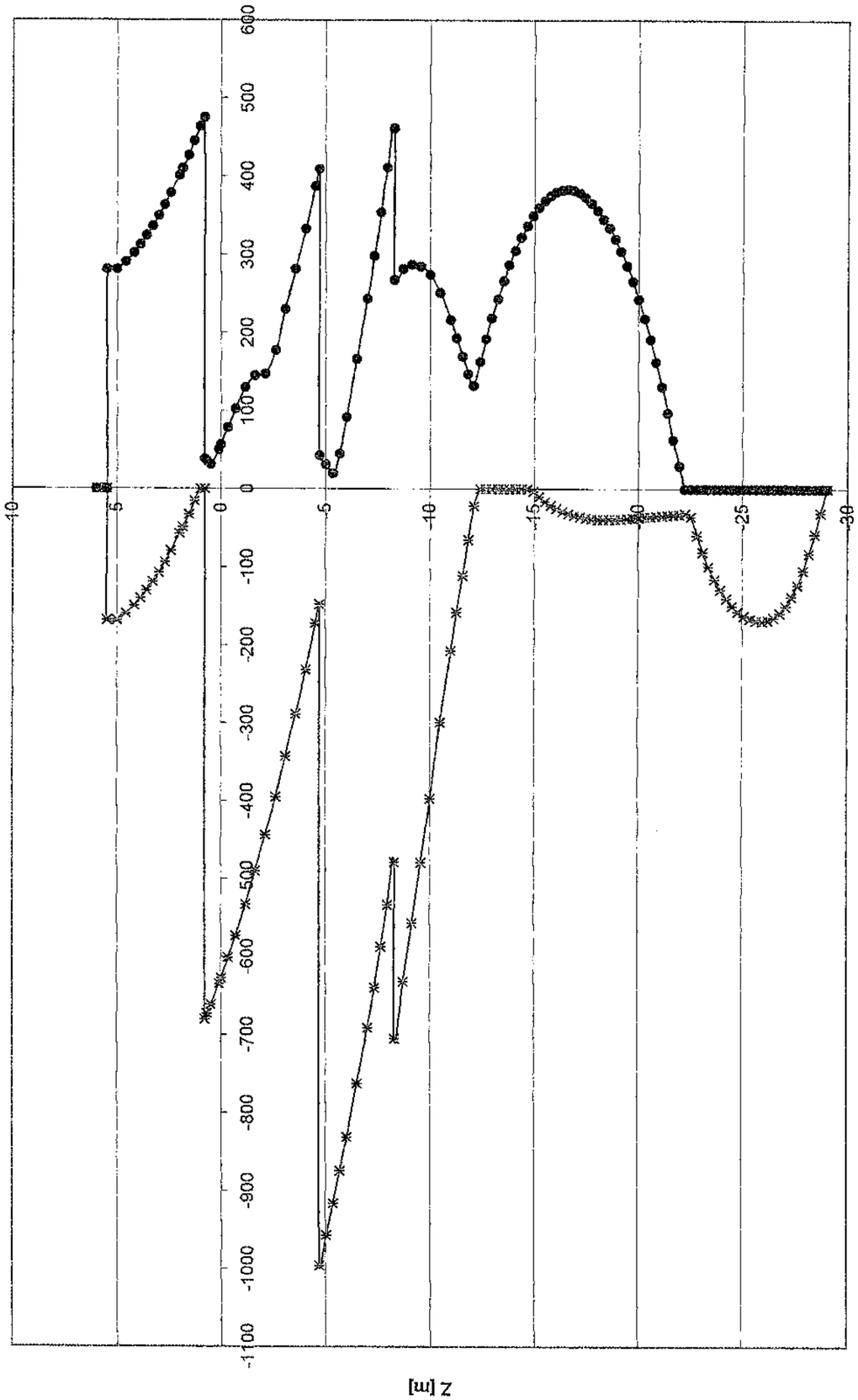
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES Fase 6 B-17



MOMENTO [kN·m/m]

—✳— máx FINAL Mín FINAL

P2RA_FASE 6 modificado BIS



P2RA_FASE 6 modificado BIS
17/01/2005

Cava Tunnel 17-Dic-05

NOTAS de ARMADO:

1) FLEXIÓN

1a) INTRADÓS

- Pico de momento: $m_K = 2020$ kN.m/m
  $m_d = 3030$ kN.m/m
  $A_s \geq 103{,}43$ cm²/m →
  En 50cm debajo de $A_s \geq 517{,}15$ cm² → 6.5 ϕ32
  Se disponen 7ϕ32 (i = 0.17 recubrimiento mecánico)
  A_s disp = 112,59 cm²/m → m_u = 3217,37 kN.m/m (CSA = 4,06 OK!)
  X = 0,52d → Falla por el hormigón comprimido en $\varepsilon_s > \varepsilon_y$
  $\varepsilon_s \leq 2\varepsilon_y$
  Falla poco dúctil pero como es en cimentación → ϕ(d)

- Momento último con 4ϕ25 pml
  A_s disp = 19.636 cm²/m ; m_u = 754,12 kN.m/m, m_{mK} = 489,42 kN.m/m
  Si tiene $m_K \leq 489{,}42$ kN.m/m para $z \leq -18.50$m los ϕ25 deben llegar hasta $z = -16.50 - \underset{b}{1.0} - \underset{d}{1.00} - \underset{c}{0.50} = -20.0$m

- Momento último con 6ϕ25 pml
  A_s disp = 29.454 cm²/m → m_u = 1081,90 kN.m/m, m_{mK} = 721,2 kN.m/m
  Si tiene $m_K \leq 720$ kN.m/m para $z \leq -16.50$m los ϕ25 deben llegar hasta $z = -16.50 - \underset{d}{1.0} - \underset{\phi 6}{1.50} - \underset{c}{0.50} = -19.50$m

- Momento último con 6ϕ25 + 6ϕ32
  A_s = 77,706 cm²/m ; m_u = 2469 kN.m/m ; m_{mK} = 1646,0 kN.m/m
  Si tiene $m_K \leq 1645$ kN.m/m para $z \leq -14.00$m los ϕ32 deben llegar hasta $z = -14.00 - \underset{\phi 6}{1.50} - \underset{2}{1.0} - \underset{c}{0.50} = -17.00$m
  2 = Empalmamiento.

NOTE BOOK

- Momento último con (6+6) ϕ32 pmd

A_s = 96,504 cm²/m ; m_m = 2945,19 KN·m/m, m_{mk} = 1963,5 KN·m/m

- Si tiene $m_{mk} \leq$ 1960 KN·m/m para $z \leq$ -12,50m los ϕ32 deben llegar hasta z = -12,50 - h₅₀ - h₀₀ - 0,50 = -15,50m

- Si tiene $m_{mk} \leq$ 1960 KN·m/m para $z \geq$ -10,0m los ϕ32 deben llegar hasta z = -10,0 + h₅₀ + h₀₀ + 0,50 = -7,00m

- Momento último con (6+6) ϕ25

A_s = 58,90 cm²/m m_m = 1945,6 KN·m/m, m_{mk} = 1297,07 KN·m/m

Si tiene $m_{mk} \leq$ 1295 KN·m/m para $z \geq$ -8,00m los ϕ32 deben llegar hasta z = -8,00 + h₅₀ + h₀₀ + 0,5 = -5,00m
(d) (d) (c)

- Momento último con 6ϕ25 + 6ϕ32

A_s = 77,706 cm²/m ; m_m = 2568,96 KN·m/m m_{mk} = 1646 KN·m/m

Si tiene $m_{mk} \leq$ 1645 KN·m/m para $z \geq$ -8,5m los ϕ32 deben llegar hasta z = -8,50 - h₅₀ + h₀₀ + 0,50 = -5,50m

Ib) TRAMOS

- Pico de momento: m_{mk} = 1665 KN·m/m;

m_d = 2497,5 KN·m/m

Dimensionamiento con programa BASI

$A_s \geq$ 81,69 cm²/m

En 5m, $A_s \geq$ 408,45 cm² → 5Ud ϕ32

Se disponen 5Sϕ32, $A_{s\,disp}$ = 442,31 cm² → 88,462 cm²/m

m_m = 2747,22 KN·m/m; m_m CCSI = 1,09 (SI)

X = 0,339d → Falla por el hormigón con $\varepsilon_c > 2\varepsilon_y$ dúctil

- Momento último con 6 ϕ32

A_s = 42,252 cm²/m m_m = 1711,9 KN·m/m ; m_{mk} = 1141,3 KN·m/m

- Si tiene $m_{mk} \leq$ 1140 KN·m/m para $z \leq$ -5,00m los ϕ32 deben llegar hasta z = -5,00 - h₅₀ - h₀₀ - 0,50 = -8,00m

- Si tiene $m_{mk} \leq$ 1140 KN·m/m para $z \geq$ 2,00, los ϕ32 deben llegar hasta z = +2,00 + h₅₀ + h₀₀ + 0,50 = +5,00m

- Pico de momento en el tramo inferior

m_{mk} = 1786 KN·m/m; m_d = 1187,4 KN·m/m

dimensionamiento con programas BASI $A_s \geq$ 35,21 cm²/m

En 5m² A_s = 176,55 cm² → 28 ϕ32 → Se disponen 25 ϕ32

II) CORTANTES:

- Pto de cortante: $V_k = 996,33$ kN/m

$V_d = 1494,5$ kN/m

A_s = Ø8c2 (como mínimo) $A_s = 48,252$ cm²/m

Dimensionamiento con propuesta B40i

$A_{sz} = 37,43$ cm²/m/m

Tomando el cortante a 1 canto útil del apoyo (del lado seguro)

$V_k = 874,4$ kN/m, $V_d = 1311,6$ kN/m

$A_s = 48,252$ cm²/m

$A_{sz} = 31,36$ cm²/m

En un tablero de 5,00m $A_s \geq 157,8$ cm²

Tomando 8 ramas en planos a 0,15 → $A_s \geq 2959$ cm²/m

(en 5,00m)

↑

a cada con Ø20

- Cortante último con ramas Ø16

$A_s = 49,252$ cm²/m

$A_d = 12,069$ cm²/m

$V_{u_2} = 699,32$ kN/m ; $V_{u_{1k}} = 466,21$ kN/m

Si tiene $V_d \leq 465$ kN/m para $z \leq 1,950$m (= Indique decalaje de 1/2 canto útil)

NOTE BOOK

III) PUNZONAMIENTO S/ EHE

Carga máxima puntales $N_k = 1400$ kN/m

$N_d = 1,50 \cdot 2,50m \cdot 1400 = 5250$ kN/puntal

Esfuerzo máximo de punzonamiento

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_o \cdot d} \leq f_{td} \qquad f_{td} = 500 kPa$$

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

Sustituyendo valores:

$$\frac{5,25 \text{ kN/puntal}}{3,00m \cdot 0,85m} = 2059 \text{ kN/m}^2 = 206 \text{ kPa} \ll 500 \text{ kPa}$$ OK

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO.

$b_o = u_1$

$A_w = A_{w1s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$$F_{sd,ef} \leq \tau_{rd} \cdot u_1 \cdot d$$

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

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

$F_{sd,ef} = 2059$ kN/m² ≤ 2,06 MN

$$\xi = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{\frac{200}{850}} = 1,235$$

A_{sx} = 2 ϕ20 a 0,15 → A_{sx} = 46,893 cm²/m → ρ_x = 0,0041893

A_{sy} = 6ϕ25 + 6ϕ25 + 6 ϕ32 → A_{sy} = 107,2 cm²/m → ρ_y = 0,01072

Como armadura del lado seguro

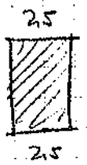
con lo cual $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ = 0,0067

Sustituyendo valores:

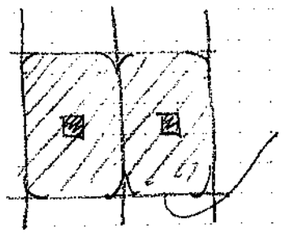
$\sigma_{rd} = 0{,}12 \cdot 1{,}485 \cdot (100 \cdot 0{,}006770 \cdot 25)^{1/3}$ = 0,456 MPa

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario que u_1 cumpla

$$u_1 \geq \frac{F_{sd}}{\sigma_{rd} \cdot d} = \frac{5{,}25 \text{ MN}}{0{,}456 \cdot 0{,}85} = 13{,}50 \text{ m}$$



Perímetro crítico:



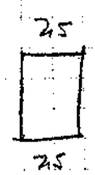
$u_{crítico}$ = 8,72 m

↑

El menor que u_1 → Hace falta armadura de punzonamiento

Obs: Al puntear los dos soportes de forma en una única el mecanismo resistente es el cortante vertical en las pantallas. En el cortante queda garantizado con la armadura dispuesta (cuando se desapuntale si hay riesgo de punzonamiento y este es el caso que aquí se calcula)

Dimensionamiento tomando u_1 = 12,50 m = 6o



σ = 1,485

ρ_l → A_{sx} = ϕ20 a 0,15 A_{sx} = 20,95 cm²/m → ρ_x = 0,002095

(8)

ρ_y = 6ϕ32 A_{sy} = 48,252 cm²/m → ρ_y = 0,0048252

con lo cual ρ_l = 0,0048252 ← (el)

V_{cu} = Calo. 1,485 $(100 \cdot 0{,}0048252 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 13{,}50 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}0$ = 3,90 MN

→ $V_{su} = V_d - V_{cu}$ = 5,25 − 3,91 = 1,342 MN

$V_{su} = z \cdot \sin\alpha \, [\cot g\alpha + \cot g\theta] \cdot A_\alpha \cdot f_{yd}$ (1 / 0 / 1,0)

$z = 0{,}9 \cdot d$

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

$$A_\alpha \geq \frac{1{,}342 \cdot \text{MN}}{0{,}765 \sin \cdot 400 \text{ MPa}} = 43{,}85 \cdot \text{cm}^2/\text{m} = \frac{A_{sw}}{s}$$

a) Tomando s = 0,15 → A_{sw} = 6,58 cm² en cada plano → 4,65 cm²/m

Se cubre con la armadura dispuesta

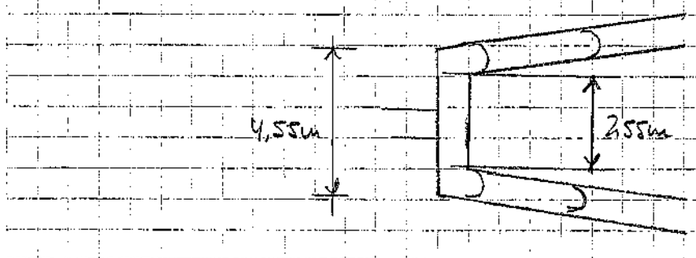
b) Tomando s = 0,60 → A_{sw} = 26,31 cm² en cada plano

Tomando barras cada 0,15 m, en 8,5 m entran 56 barras → 0,470 cm²/barra

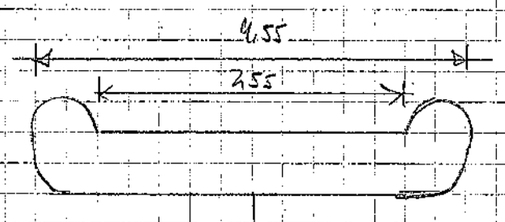
Se cubre con la armadura dispuesta

PANTALLAS NUDO UNIÓN TRONCO - RAMAL

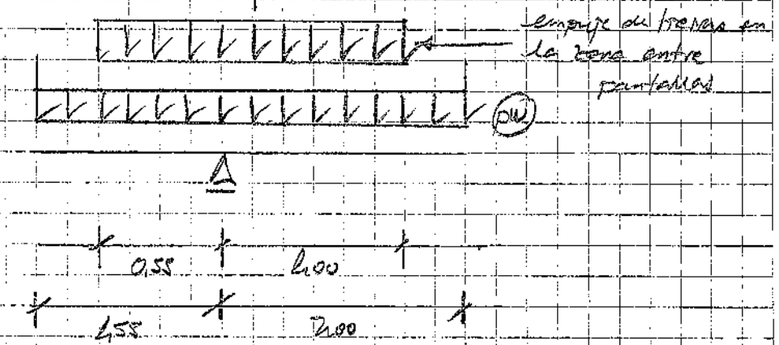
Configuración considerada → según esquema adjunto en pág. siguiente

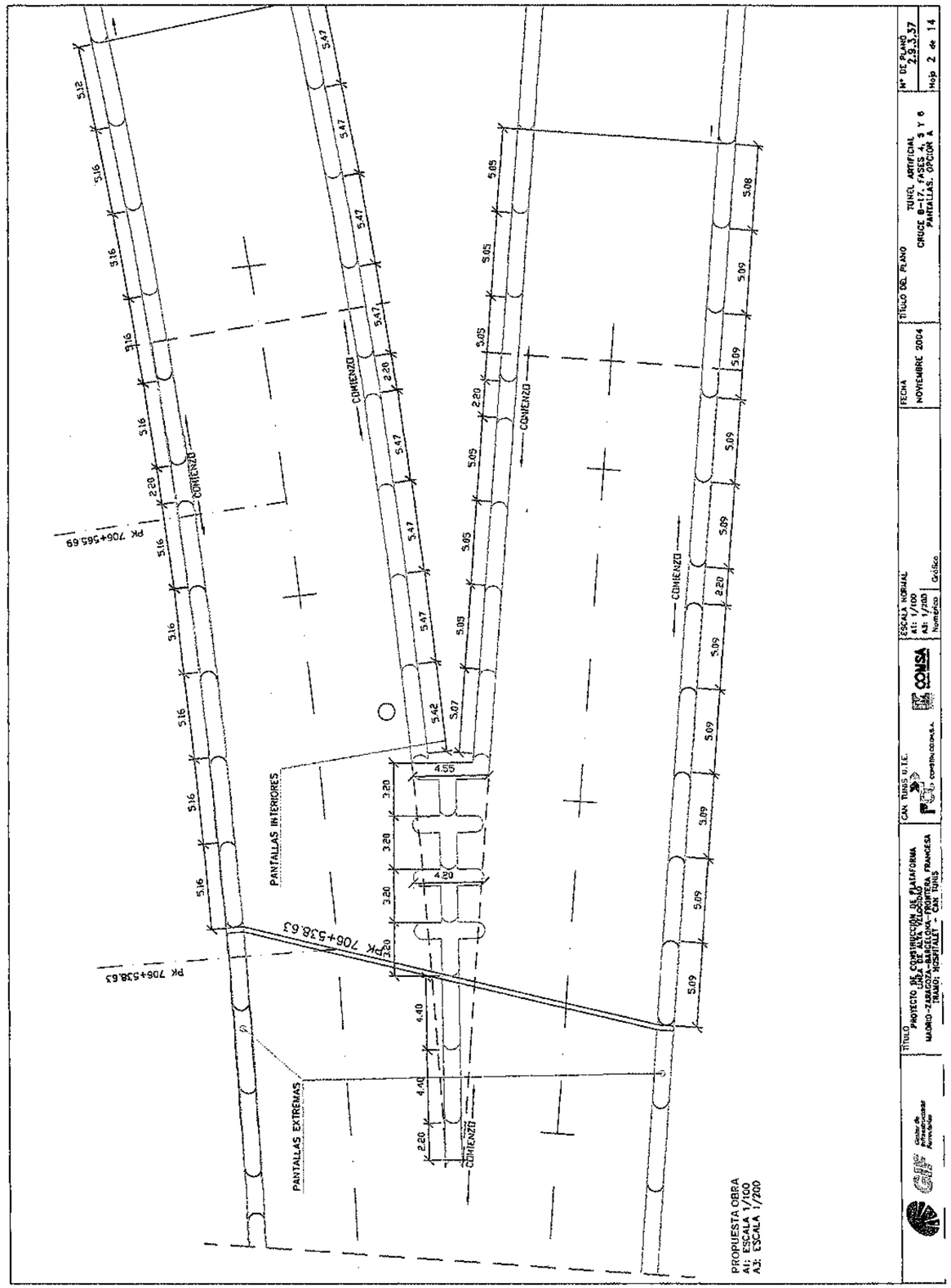


SECCIÓN TIPO.



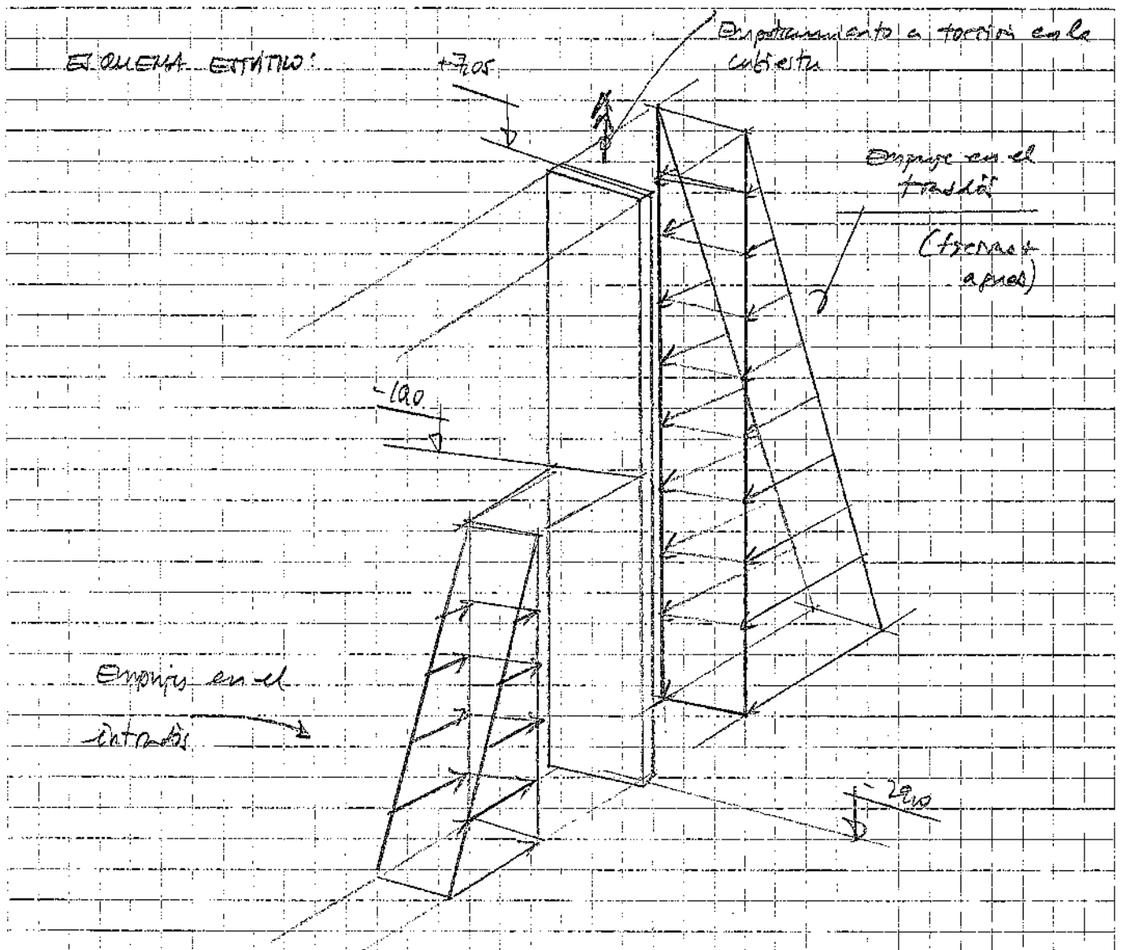
MODELIZACIÓN:



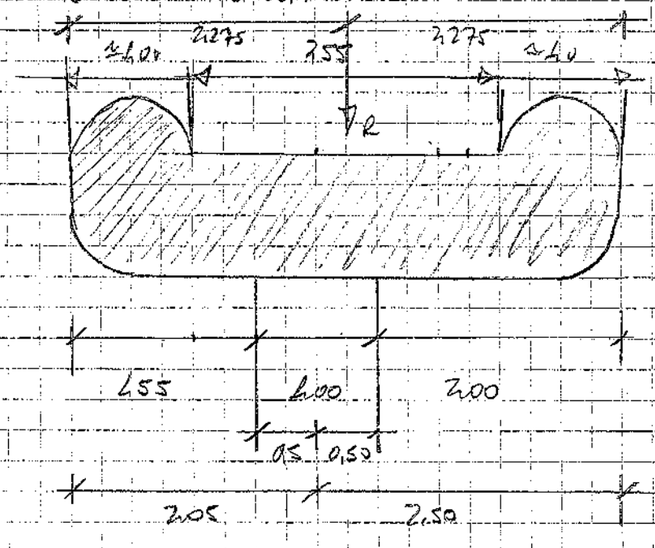


Can Tunis 17-Ene-05

ESQUEMA ESTÁTICO:



EXCENTRICIDAD DE LA RESULTANTE:



← La excentricidad en las cimentaciones del intradós centrum para la resultante no se tiene en cuenta, del lado seguro.

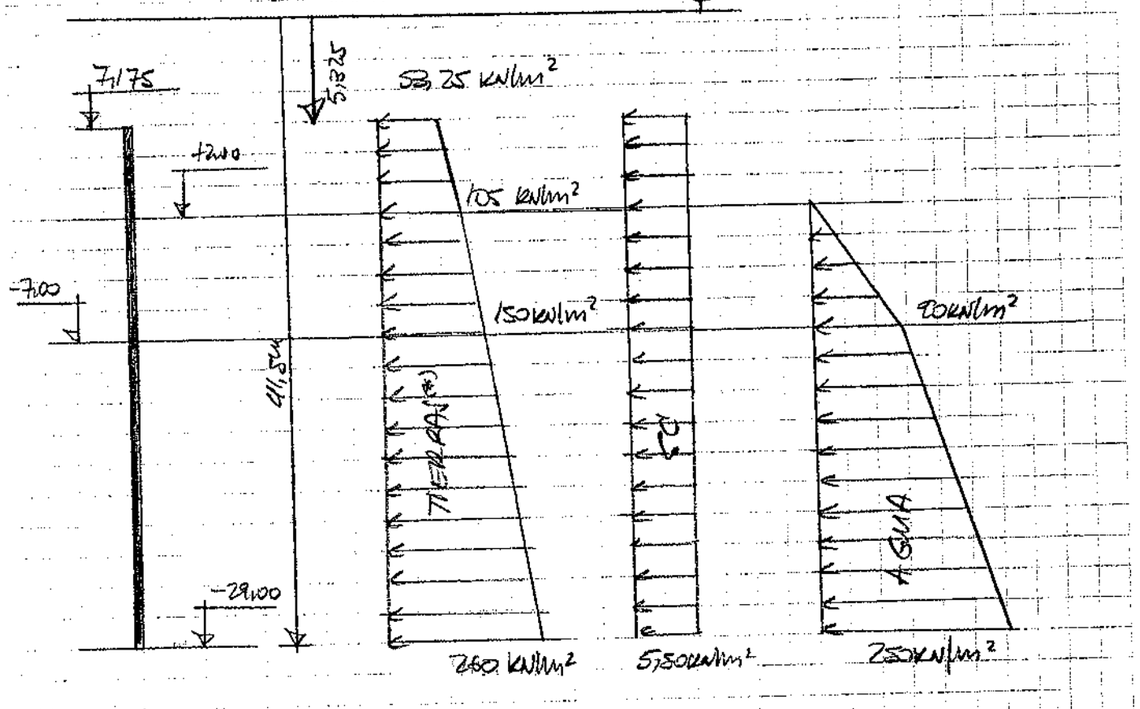
e = 0,225 m

Se toma e = 0,25 m

②

Can Tunis 17-Ene-04

PRESIONES EN EL TRASDÓS DE LA PANTALLA



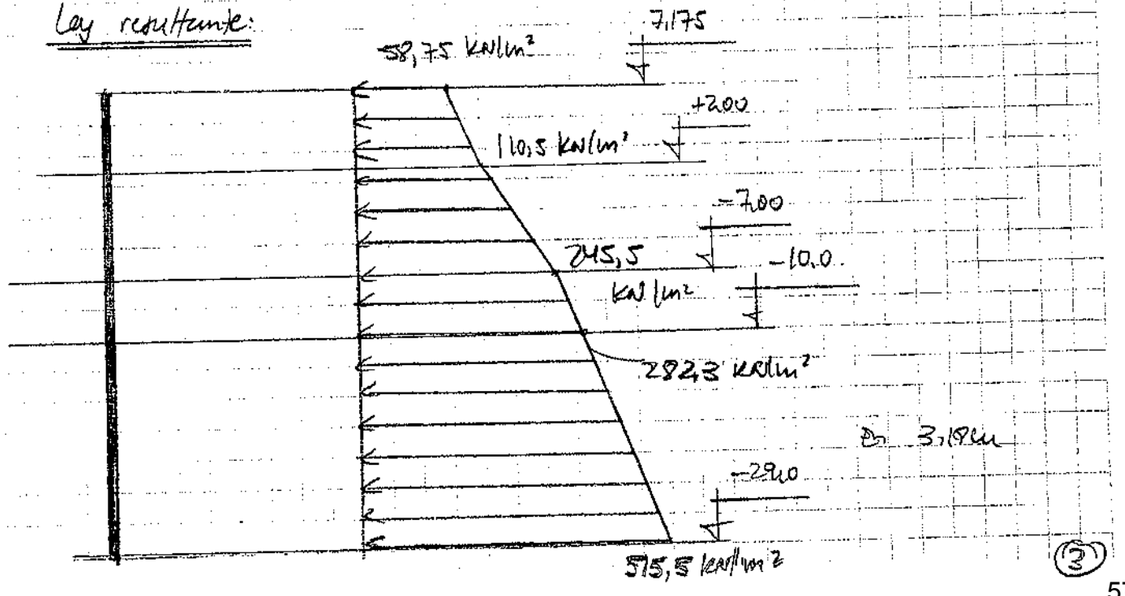
Terreno repuesto a la cota z = 12,5 m

Se consideran empujes al reposo

(*) densidad sumergida para z ≤ -2,00 m γ_S = 10 kN/m³

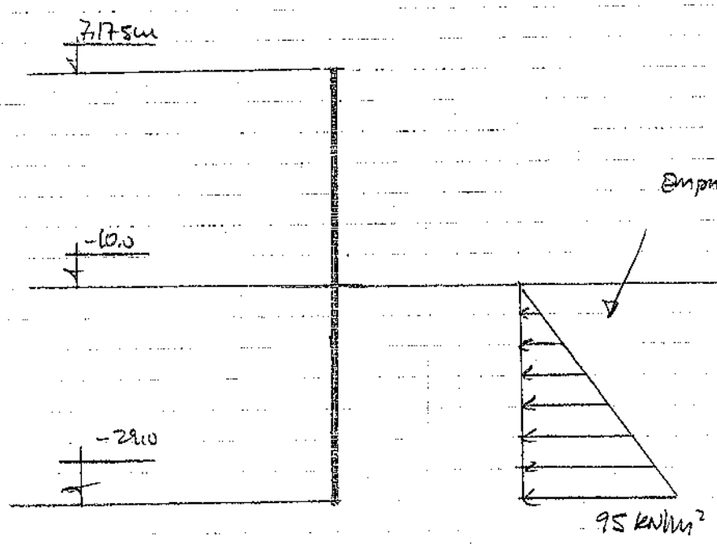
$\gamma_{saturado}$ = 20 kN/m³

Ley resultante:



③

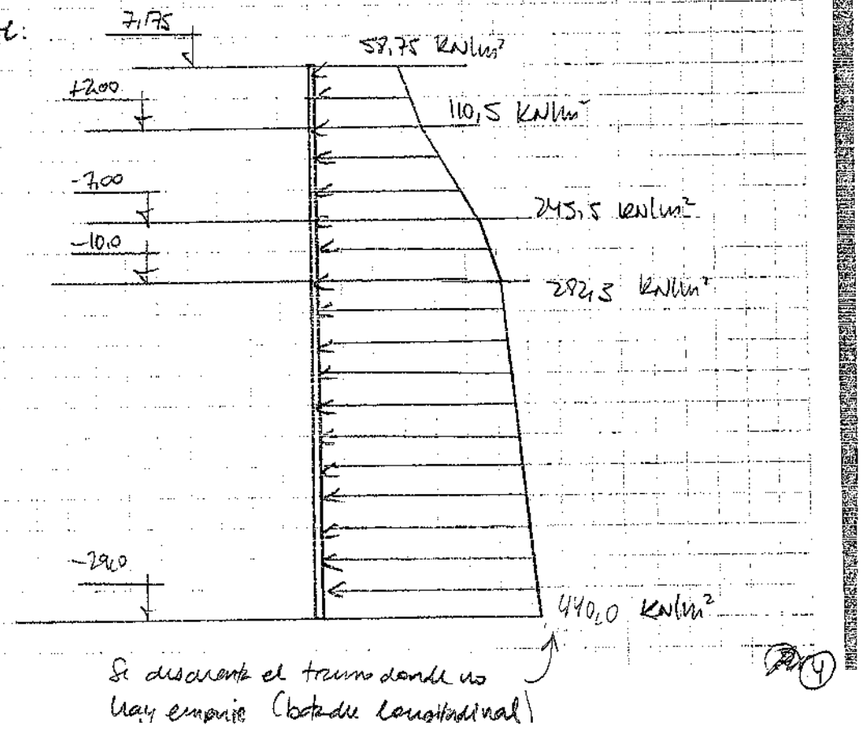
PRESIONES EN EL INTRADÓS



* Ya que en el trasdós se consideran empujes al reposo — en el intradós también se consideran empujes al reposo

* Si consideran densidades diferentes y no se considera presión de agua — del lado seguro

RESULTANTE TOTAL:



Si descuenta el trasdós donde no hay empuje (Cota de cimentación)

(4)

DIMENSIONAMIENTO:

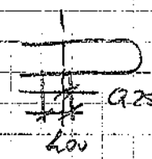
(1º) FLEXIÓN TRANSVERSAL — Tratamos como ménsula corta (EHE)

a) tramo excavado: (z = -10,0m)

$q_{k,max} = 285\ kN/m^2$

$m_{sd} = \frac{285\ (2,25)^2}{2} = 721,4\ kN.m/m$ (*)

(*) se toma el momento en una sección a 0,25h del apoyo)

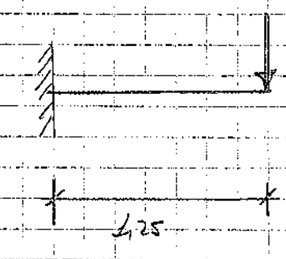


Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04\ A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 2,00 \cdot \frac{25/1,5}{400/1,15} = 15,33\ cm^2/m$

Se coloca con Φ 20 a 0,20

Como ménsula corta



Se tiene $cotg\,\Theta = 1,40$; $\rightarrow tg\,\Theta = 0,714$

$T_{1d} \geq 855 \cdot 0,714 = 610,47\ kN/m$

$Rd = 1,50 \cdot 2,00 \cdot 285 = 855\ kN/m$

$T_{1d} = 0,61\ MN/m \rightarrow A_{s1} \geq \frac{T_{1d}}{f_{yd}} = \frac{0,61\ MN/m}{400\ MPa} = 15,26\ cm^2/m$

Se coloca con Φ 20 a 0,15 ($A_s = 20,95\ cm^2/m$)

(5)

b) Tramo interior (z = -29,00m)

$q_{máx} = 440\ kN/m^2$

$R_d = 1,50 \cdot 2,00 \cdot 440\ kN/m^2 = 1320\ kN/m$

$T_{1d} = 1320 \cdot 0,714 = 942,98\ kN/m$ $\quad T_{1d} = 0,945\ MN/m$

$A_s \geq \frac{T_{1d}}{f_{yd}} = \frac{0,945}{400} = 23,562\ cm^2/m$

↑

(> Φ20 a 0,15 ← hay que tener en cuenta que el calculo es conservador!)

(2º) CORTANTES TRANSVERSALES

Al funcionar como viga de gran canto (o pantalla cerca) no es necesario armado de cortante (para cortantes transversales) → las cargas pasan por biela directa hasta el apoyo.

(3º) TORSIÓN

Resultante de empujes desequilibrados

$R = 9690\ KN$

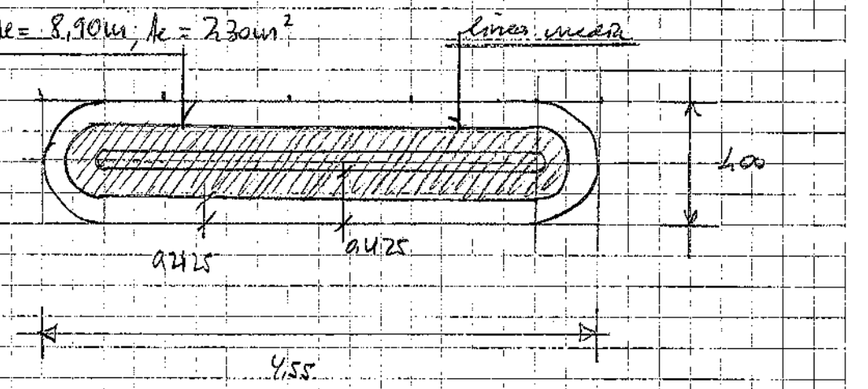
$e = 0,25\ m$

Torsor en el empotramiento en la cubierta

$T_e = 2422,5\ KN \cdot m$

$T_d = 3633,75\ KN \cdot m \simeq 3635\ KN \cdot m$

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN



$A = 4,35\ m^2$

$u = 10,24\ m$

$\left.\begin{matrix} \\ \end{matrix}\right\} h_e = \frac{A}{u} = 0,424\ m \simeq 0,425\ m$

$u_c = 8,90\ m$

$A_c = 2,30\ m^2$

COMPROBACIONES (ETHE) TORSIÓN

a) Agotamiento bielas comprimidas

$T_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot A_c \cdot u_c \cdot \frac{\cot g\,\theta}{1 + \cot g^2\,\theta}$

$f_{1cd} = 0,60\, f_{cd} = 0,60 \cdot \frac{25}{1,50} = 10\ MPa$

$K = 1,20$; $\theta = 45° \rightarrow \cot g\,\theta = 1,00$

$T_{u1} = 1,20 \cdot 10 \cdot 2,30 \cdot 0,425 \cdot \frac{1}{1+1} = 5,865\ MN \cdot m$

$T_u = 5,865\ KN \cdot m \gg T_d$ ← OK! No hay problemas por agotamiento de las bielas comprimidas

b) Asptamiento armaduras transversales:

$$Tu_2 = \frac{2 Ac \cdot At}{St} fyt_d \cot g\theta$$

despejando $\frac{At}{St} \geq \frac{Td}{2 \cdot Ac \cdot fyt_d \cdot \cot g\theta} = \frac{3,625}{2 \cdot 2,30 \cdot 400 \cdot 1,0} = 19,76 \text{ cm}^2/\text{m}$

c) Asptamiento armadura longitudinal

$$Tu_3 = \frac{2 \cdot Ac}{ue} Ae \cdot fyld \cdot tg\theta$$

despejando: $Al/2 \geq \frac{Td \cdot ue}{2 \cdot Ac \cdot fyld \cdot tg\theta} = \frac{3,625 \cdot 8,20}{2 \cdot 2,30 \cdot 400 \cdot 1,0} = 175,80 \text{ cm}^2$

Cuadro resumen

Armadura longitudinal

i) Zona excavada $Al \geq 175,8 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 36 ϕ25

ii) Zona sin excavar (*) $Al \geq 93,02 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 20 ϕ25 ó 30 ϕ20

(*) Ver hoja siguiente

Armadura transversal

i) Zona excavada

* Flexión transversal: 15,55 cm²/m

* Torsión: 19,76 cm²/m

Total... 35,09 cm²/m ← 2 ϕ20 a 0,15

ii) Zona sin excavar

* Flexión transversal 23,56 cm²/m

* Torsión 9,88 cm²/m

Total... 33,44 cm²/m ← 2 ϕ20 a 0,15

(*) El torsor crece (=linealmente) al aproximarse a la sección de empotramiento en la cubierta. En z=-10,0 m a está aproximadamente a la mitad de la altura total

$$Td_{z=-10} = \frac{1}{2} Td_{z=+7,05} \rightarrow Td_{z=-10} = 18,75 \text{ kN/m}$$

Las armaduras transversal y longitudinal necesarias por torsión crecen linealmente con el torsor solicitación sobre la sección

$$Al\,\phi 25 = As \cdot 25^2 = 93,75 \text{ cm}$$

Luego adto: L75

} Hay espacio de sobra para el anclaje!

INTRODUCCIÓN DE LA REACCIÓN EN EL BATACHE

R_k = 4680 kN ; R_d = 7020 kN

Regularización de las cargas introducidas en el batache

R_d = 7020 kN

T_d = 0,25 R_d = 0,25 · 7020 = 1755 kN

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{1755\ kN}{400\ MPa}$ = 43,875 cm²

deben disponerse entre Ø16 y 6 (b = 4,50m)

— se reparten entre 0,45 y 4,50m → en 2 caras

$A_s \geq$ 5,48 cm²/m

En inferior el margen del que se dispone sobre la armadura transversal

$A_{s\ nec}$ = 35,09 cm²/m

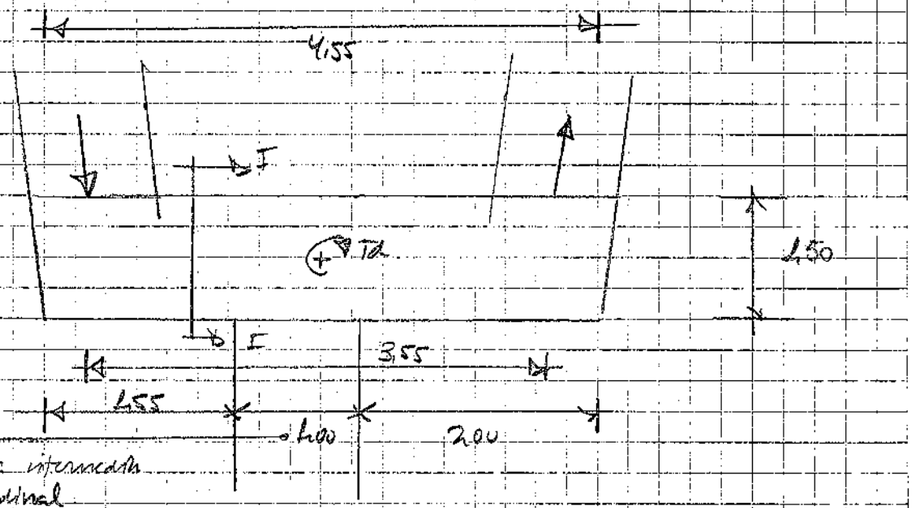
$A_{s\ disp}$ = 2Ø20 a 0,15 $A_{s\ disp}$ = 41,89 cm²/m } Δ = 6,80 cm²/m > $A_{s\ nec}$

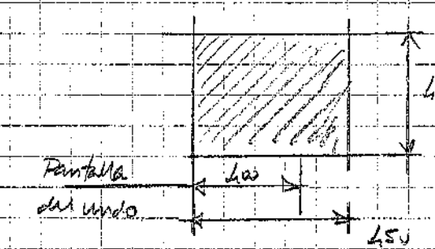
Armadura necesaria por introducción de la reacción

VIGA ATADO DEL NUDO

Acciones → Reacción vertical de la viga de atado de las pantallas intermedias

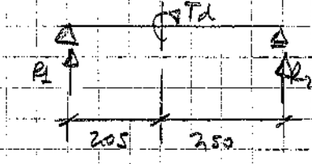
→ Torsor transmitido por la pantalla del nudo





T_d = 3635 kN·m

ESQUEMA ESTÁTICO:



T_d = 3635 kN·m

Equilibrio: $R_2 + R_1 = 0 \rightarrow R_1 = -R_2$

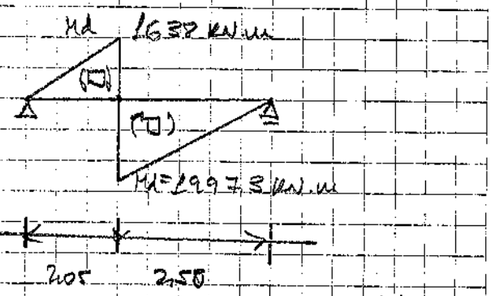
$\curvearrowleft$ 2,05 R_2 − 2,50 R_1 + 3635 = 0 4,55 R_2 = 3635

R_2 = 799 kN

R_1 = −799 kN

Cam Tunnel 31-DIC-05

DIMENSIONAMIENTO

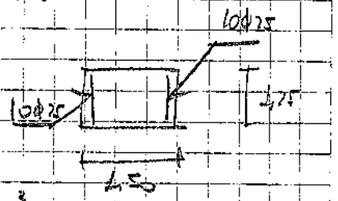


i) FLEXIÓN

Md = 2000 KN.m

Armadura

As = 34,5 cm² → 8Φ25 (en cada cara)



Se dispondrán 10Φ25 / cara Asdisp = 49,09 cm²

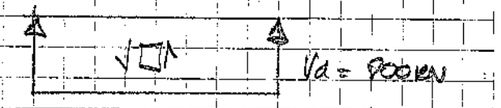
Mu = 2760 KN.m

$A_{s\,min} = 0,04 \cdot (1,5 \cdot 1,25) \frac{25}{1,5} = 1,25\,MN \rightarrow A_s \geq \frac{1,25\,MN}{375\,MPa} = 28,75\,cm^2/m$

ii) CORTANTE

As = 49,09 cm² } Ad ≥ 6,92 cm²/m

Vd = 900 KN



Cuantía mínima a cortante $A_d \geq 0,02\,b_0 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 1,75 \cdot \frac{25/1,5}{400}$

Ad ≥ 10,42 cm²/m → se cubre de sobra con cercos

Φ20 a 0,25

Reacciones de viga y de apoyo

Rd = 900 KN

$A_s \geq \frac{0,90\,MN}{400\,MPa} = 20\,cm^2 \rightarrow$ 7Φ20

Debe esperarse esta capacidad mecánica en la cabeza

NOTE BOOK

CUBIERTA FASE 4 ZONA "A"

Tramo (A)

L_{cmax} = 14,40 m (L de cara 14,5 cm)

L = 1,50 m

Ambito 2 tramos isostáticos biapoyados

ACCIONES (Cara de longitud del tunel)

* Peso propio g_1 = 3,75 kN/m²
* Peso tierras g_t = 4,70 m · 20 kN/m³ = 94 kN/m²
* Peso pavimento g_{pav} = 3,50 kN/m² (10 cm² de pavimento) (*)
* Trafico: q = 20 kN/m² ← (5ª equivalente, mínimos criterio calculo) ← del lado seguro

(*) es despreciable frente al relleno de tierras

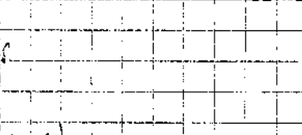
ψ

q_k = 145 kN/m² (3,75 + 94 + 3,50 + 0,50 · 20) → Fisurenk

q_k = 139 kN/m² (3,75 + 94 + 3,50 + 0,20 · 20) → Cuasipermanente

q_d = 226,9 kN/m²

DIMENSIONAMIENTO:



FLEXIÓN

* Máximo momento:

$$M_{Sd} = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{226,9 \cdot 14,5^2}{8} = 5963,7 \text{ kN·m/m}$$

r = 0,13 m (recubrimiento mecánico)

$A_s \geq 119,12 \text{ cm}^2$ → 25 Φ 25 (c = 0,1125 m ← OK!)

A_c Hip = 122,725 cm²/m

M_{Rd} = 6305,5 kN·m/m (γ_{SA} = 1,057)

X = 0,344 d ← Flecha por el hormigón con el acero plastificado y

$\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$ ← Dúctil OK!

CORTANTE

v_d = 226,9 (14,5/2 − 1,50) = 1305 kN/m (← a 1 canto útil del eje de apoyo del lado seguro)

A_s = 119,12 cm²/m (con 2 capas Φ25 a 0,10)

A_d = 16,35 cm²/m/m

Se cortan con planos a 0,75 de 2 c Φ 12 pmd

Cortante último con planos c 0,25 de 2 c Φ 10 pmd

A_s = 98,10 cm²/m
A_d = 12,56 cm²/m/m

$\Rightarrow v_{Rd}$ = 1127,77 kN/m ; v_{max} = 7511,85 kN/m

Si tiene v_R = 750 kN/m para: 750/226,9 = 3,305 m

→ 14,5/2 − 3,305 = 3,945 m del eje de apoyo. OK!

Descando 1/2 canto útil — los ceros del 12 deben llegar hasta

z = 4,50 m del eje

CUANTÍAS MÍNIMAS

a) Para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04 \, A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$. 23,0 cm²/m ← la cumple sobradamente

6) Cuantía mínima geométrica EHE

como losa $w_0 \geq 1,82 m$

$A_s \geq 2,70 cm^2/m \rightarrow A_s \geq 13,5 cm^2/m$ en cada cara

Se cubre con $\phi 20$ a 0,25

Para cubrir el 20% de los momentos longitudinales por efecto Poisson

M_d (pmax) = 920,5963,2 KN·m/m = 1192,64 KN·m/m

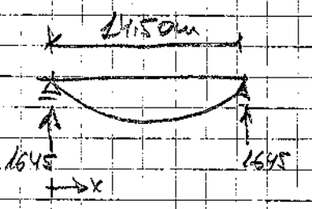
dimensionamiento con programa BASIC

$A_s \geq 20,6 cm^2/m \rightarrow$ Se cubre con $\phi 25$ a 0,25

Momento último con $2\phi 25$ pmt

$A_s = 98,12 cm^2/m$ $\quad M_u = 5205,17$ KN·m/m

Se tiene $M_d \leq 5200$ KN·m/m en:



$M_d(x) = 1645x - \frac{226,9}{2}x^2$

$= 1645x - 113,45x^2$

Condición: $M_d \leq 5200$ — $113,45x^2 = 1645x + 5200 = 0$

$x = 4,65m$

a partir de este pto — anclaje + decalaje de los $\phi 25$, que deben llegar hasta $x = 4,65 - \underset{d}{1,50} - \underset{2lb}{2,00} = 2,15m$ del eje de apoyo

Desviación de la última biela de cortante

$V_d = 14,5/2 \cdot 226,9 = 1645$ KN/m

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{1645 KN/m}{434,8 MPa} = 37,83 cm^2/m$ → se cumple holgadamente

Limitaciones en las separación de cercos

i) Tensión bielas comprimidas

$V_{u1} = 7,0$ MN/m — $V_d \leq \frac{1}{5} V_{u1} = 1,40$ MN/m

$V_d = 1305$ KN/m

→ $S_t \leq 0,80d \neq 300$ mm (6.1)

ii) ELS

$V_{d2} = 499,26$ KN/m — $(V_d - 3V_{d2}) = (1305 - 3 \cdot 0,499) < 0,0$

→ $S_t \leq 300$ mm (6.2)

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
LOSA CRUCE B-17 FASE 4

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=	1.5	m		
As1=	122.725	cm2/m	ro1=	0.00876607
As2=	29.454	cm2/m	ro2=	0.00210386
d=	1.4	m		
d'=	0.1	m		
c=	0.03	m		
s=	0.1	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.291	m
X=	0.407	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.113280467	m4
Iint=	0.28125	m4

porcentaje= 40.28 %

ESFUERZOS:

mk=	3653	kN·m
Sigma s=	234.928	MPa
m fis=	961.861	kN·m
Sigma sr=	61.858	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	122.725	cm2
Ac, ef=	0.375	m2

Epsilon sm= 0.001093202

sm=	118.20	mm ← Separación entre fisuras
wk=	0.22	mm ← abertura máxima de fisura

ABERTURA DE FISURA

NERVIO DE BORDE

Para estudiar el efecto singular del nervio de borde se modela la cubierta con un emparrillado plano — "FASE4_MOD.SDB" ✱ Archivo SAP

ACCIONES: (por unidad de superficie)

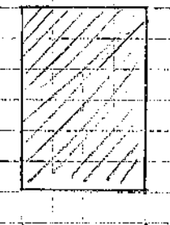
* Peso propio $g_1 = 8750 kN/m^2$
* Peso tierra $g_t = 4.70 m \cdot 20 kN/m^3 = 94 kN/m^2$ (Hay 0,50 m de margen)
* Peso pavimento: $g_{pav} = 3.50 kN/m^2$ (← valor superior)
* Tráfico $q = 20 kN/m^2$

MODELIZACIÓN:

Discretización cada 1,00 m en ambos sentidos.

Barras:

* LOSA



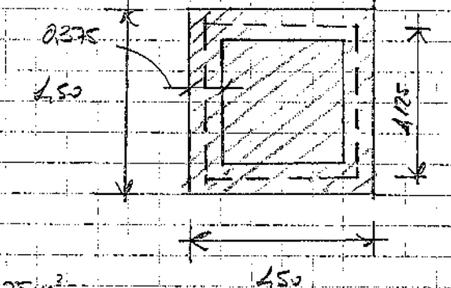
$A = 1.50 m^2$

$I_{33} = \frac{1}{12} 1.5^3 1.0 = 0.2815 m^4$

$I_{22} = \frac{1}{12} 1.0^3 1.5 = 0.125 m^4$

$J = 0.5625 m^4$

* NERVIO



$A = 2.25 m^2$

$I_{33} = I_{22} = \frac{1}{12} 1.5^3 1.5 = 0.4219 m^4$

$J = \frac{4 A_e^2}{\sum \frac{l}{a}} = \frac{4 \cdot 1.266^2}{4 \cdot \frac{2.125}{0.375}}$

$J = 0.5343 m^4$

$e = \frac{A}{a} = \frac{2.25 m^2}{6.0 m} = 0.375 m$

$A_e = 1.266$

CARGAS:

a) Peso propio: se aplica a las barras longitudinales (las de flexión)

b) Peso tierra: h = 4,70 m γ = 20 kN/m³ (densidad saturada)

$q_{tierra} = 4.70 m \cdot 20 kN/m^3 = 94 kN/m^2$

$q_{tierra} = 94.0 kN/m^2 \cdot \frac{1.0 m}{\text{Intereje}} = 94 kN/m$

c) Pavimento: e = 0,10 m γ = 23 kN/m³

$q_{firme} = \frac{1.50}{\text{Valor superior}} \cdot 0.10 m \cdot 23 kN/m^3 = 3.50 kN/m^2 = 3.5 kN/m$

d) Tráfico: $q = 4.0 kN/m^2 \rightarrow 4.0 kN/m$

Camión: Q = 600 kN ← (Puede haber 2 en paralelo)

Se simula la sc de tráfico total (q+Q) como una sc uniformemente repartida de $20 kN/m^2$

El efecto global de esta sc uniforme es ligeramente conservador, y los efectos locales no son importantes ensus en este modelo como este

* CONTROL DE REACCIONES:

* g_1 PESO PROPIO $R_{SAP} = 16679,150$ KN

Area modelada $A = 430$ m² ; $h = 1,50$ m ⟹ $V = 645,0$ m³

$g_1 = 645,0$ m³ · 25 KN/m³ = 16125,0 KN (E = 3,4% en lado seguro) — OK aceptable

* PESO TIERRAS: $R_{SAP} = 41806,6$ KN

$A = 430$ m² ; $g_{tierras} = 94$ KN/m² ⟹ $R_{tierras} = 40420$ KN

E = 3,4% en lado seguro

* PAVIMENTO: $R_{SAP} = 1556,63$ KN

$A = 430$ m² ; $g_{pav} = 3,50$ KN/m² ⟹ $R_{pav} = 1505$ KN

E = 3,40% en lado seguro

* TRÁFICO: $R_{SAP} = 8895,017$ KN

$A = 430$ m² ; $g_{tráfico} = 20$ KN/m² ⟹ $R_{tráfico} = 8600$ KN

E = 3,4% en lado seguro

DIMENSIONAMIENTO NERVIO EXTREMO:

(A) FLEXIÓN:

* Máximo momento positivo:

$M_d = 7475$ KN·m ← es un valor del lado seguro puesto que está en promedios e incluye la flexión que le aportan las barras que arranan la losa

Características de la sección: $h = 1,50$ m; $b = 1,50$ m; $r = 0,10$ m

(Se toma recubrimiento mecánico $r = 0,10$ m)

Dimensionamiento → $A_s \geq 142,07$ cm² → 30 Φ25 (29 Φ25 colocados)

A_s disp = 147,27 cm² ; $b = 150$; $h = 150$ cm ⟹ $\mu_u = 7999,9$ KN·m

$\gamma_{GA} = 1,07$ (OK!) $x = 0,269d$ ← Falla por el hormigón ($\varepsilon_{HC} > \varepsilon_S$)

(Con falla por el acero)

Se extiende el armado a toda la longitud

(B) CORTANTES:

$V_d = 2500$ KN ← También del lado seguro

$A_s = 147,27$ cm²

$A_\alpha = 35,03$ cm²/m

Tomando 4 ramas a 0,20 → 1,7515 cm²/rama

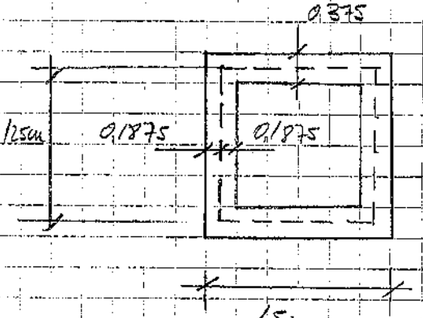
Cualquier de la reacción transmitida por la losa:

$v_d = 226,9 \cdot \left(\frac{13}{2}\right) = 1474,85$ KN/m ← es el cortante máximo dado vuelos de la losa

$A_\alpha \geq \frac{v_d}{f_{yd}} = \frac{1,475 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 36,875$ cm²/m

② TORSIÓN

El torsión de equilibrio, no de compatibilidad se dimensiona el armado para ver la cuanta necesaria:



$h = \frac{A}{u} = \frac{1,5^2}{4 \cdot 1,50} = 0,375m$

$A_e = 1,266 m^2$

$u_e = 0,375m$

$u_e = 4,50m$

$T_d = 1,545\ KN.m$

- $T_{u1} = \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot u_e \cdot \frac{\cot g\theta}{1+\cot g^2\theta}$

$f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd} = 0,60 \frac{25}{1,50} = 10 MPa$

$d = 1,20 \rightarrow$ Sólo caras exteriores

$\theta = 45° \rightarrow \cot g\theta = 1,0$

} Sustituyendo valores

$T_{eq} = 1,20 \cdot 10MPa \cdot 1,266 m^2 \cdot 0,375m \cdot \frac{1}{1+1} = 2,85\ MN.m/m > T_d$ (OK)

- T_{u2}: Agotamiento armaduras transversales

$T_{u2} = \frac{2 A_e \cdot A_t}{s_t} f_{ytd} \cdot \cot g\theta$

despejando: $\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{T_{u2}}{2 A_e \cdot f_{ytd} \cdot \cot g\theta} = \frac{1,545\ MN.m}{2 \cdot 1,266 m^2 \cdot 400\ MPa \cdot 1} = 15,25 cm^2/m$

$\frac{A_t}{s_t} \geq 15,25\ cm^2/m$

Es: El factor es de compatibilidad y no de equilibrio cuando se dimensiona a flector ya que entra la excentricidad del apoyo de la losa en el muro exterior.

- T_{u2}: Armaduras Longitudinales:

$T_{u2} = \frac{2 A_e}{u_e} A_l \cdot f_{yld} \cdot \cot g\theta$

despejando $A_l \geq \frac{T_d \cdot u_e}{2 A_e f_{yld} \cdot \cot g\theta} = \frac{1,545\ MN.m \cdot 4,5m}{2 \cdot 400\ MPa \cdot 1,0 \cdot 1,266 m^2}$

$A_l \geq 68,65\ cm^2$

Hay 4 caras de 1,50m → 17,16 cm^2/cara → 6 ϕ20/cara

como mínimo

CUADRO ~~RESUMEN~~

- Armadura longitudinal con defensas

Armadura de flexión: $A_s = 142,07\ cm^2$

Armadura de torsión: $A_s = 11,44\ cm^2$

Total... $A_s = 153,51\ cm^2$ ← 32 ϕ25 (OK)

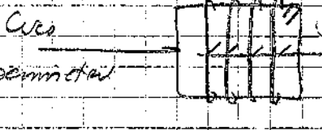
Armadura longitudinal resto de cara:

$A_s = 11,44\ cm^2$ → 4 ϕ20 /cara

- Armadura transversal:

- Cortante: $A_d = 35,03\ cm^2/m$
- Cualquier reacción loza: $A_d = 26,875\ cm^2/m$
- Torsión: $A_d = 15,25\ cm^2/m$

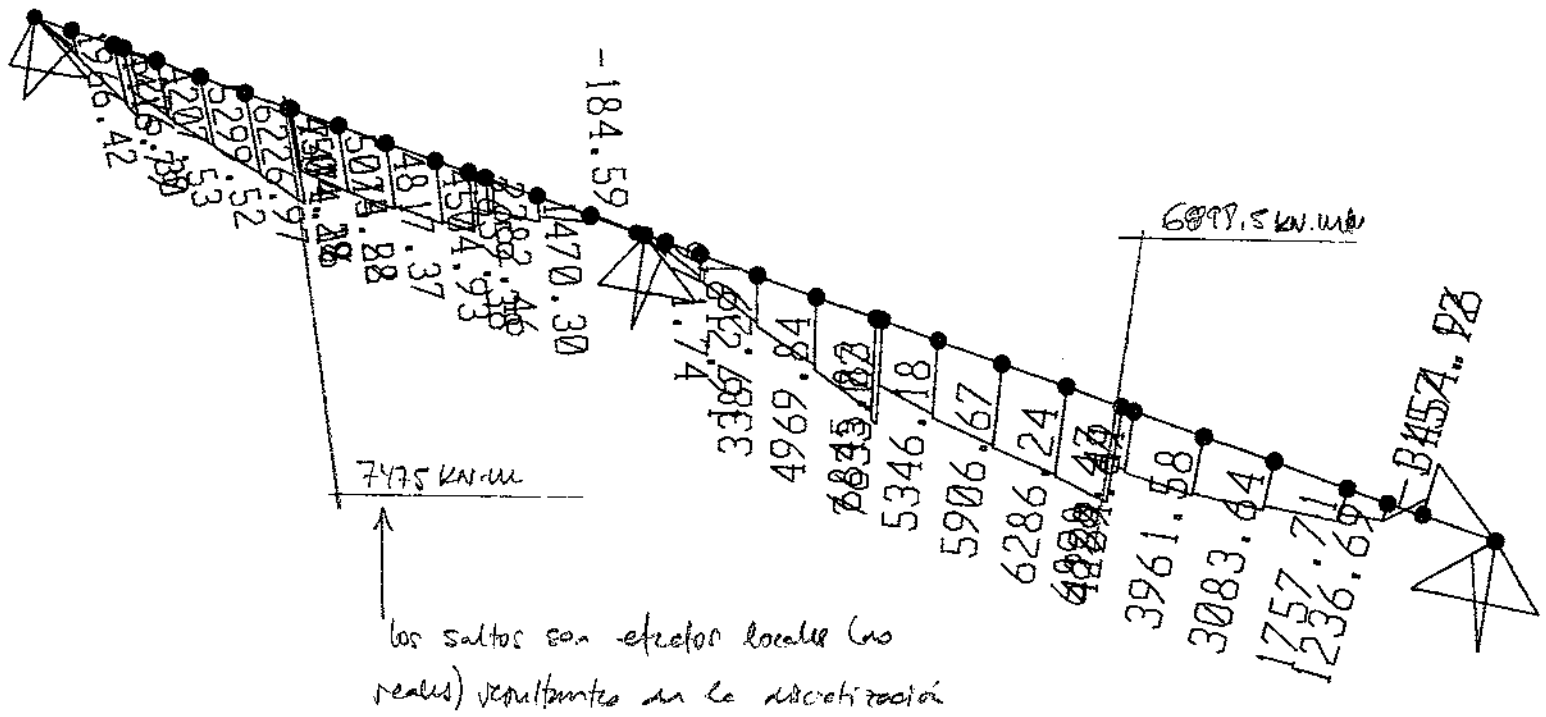
Total... $87,16 cm^2/m$ ← Planos a 0,25 de 2 ramas ϕ25 1ª y rama ϕ20



Sólo se ha representado el valor extremo de la fase 4 tramo A por claridad del dibujo

MOMENTOS FLECTORES
NUDO EXTREMO

COMB: 1.35 g1 + 1.50 (tierras + pav + sc)



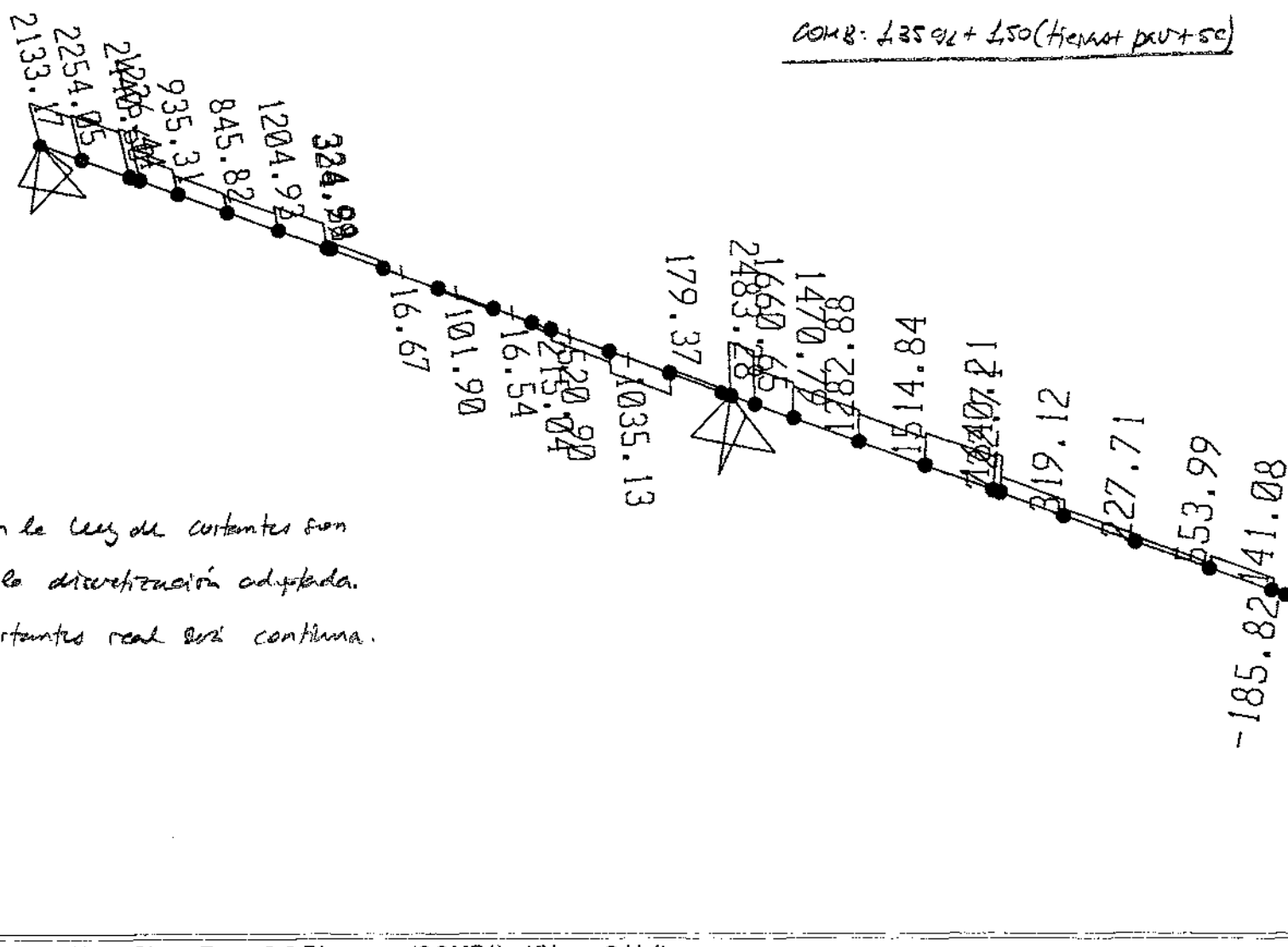
los saltos son efectos locales (no reales) resultantes de la discretización elegida — no son reales. En cargas momentos flectores final es continua

SAP2000 v8.1.5 - File:FASE4_MOD - Moment 3-3 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

Sólo se ha representado el valor extremo de la fase 4 del tramo A por claridad del dibujo

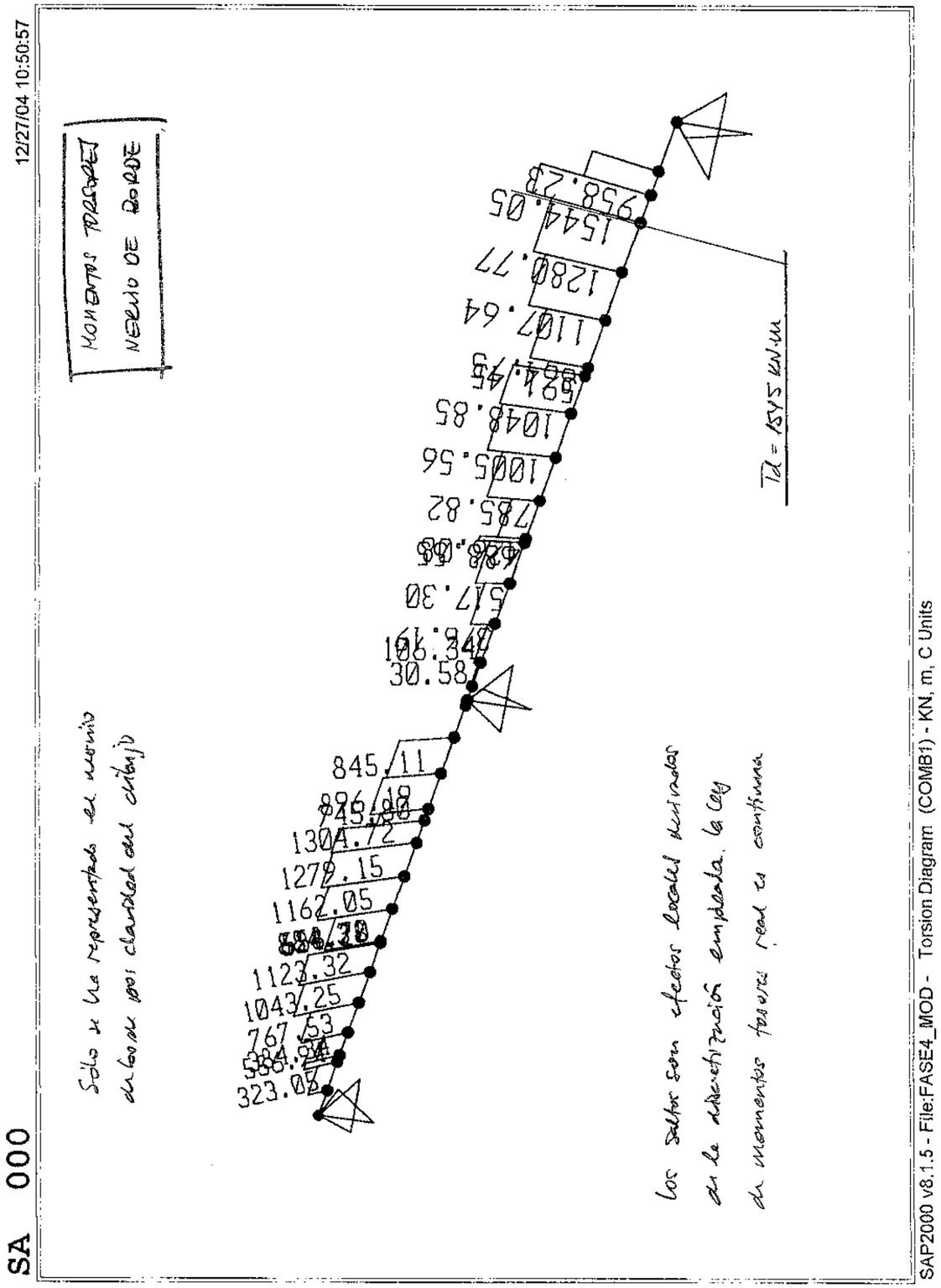
CORTANTES
NUDO EXTREMO

COMB: 1.35 g2 + 1.50 (tierras pav + sc)



Los saltos en la ley de cortantes son resultado de la discretización adoptada. La ley de cortantes real será continua.

SAP2000 v8.1.5 - File:FASE4_MOD - Shear Force 2-2 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units



(9)

Cam Nuevo -3- 23-Dic-04

DIMENSIONAMIENTO DEL APOYO SOBRE PANTALLAS CENTRALES

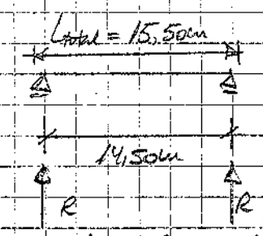
Reacciones máximas sobre la cubierta (en valor característico)

Acciones sobre la cubierta

* Peso propio: $g_1 = 3{,}75\ kN/m^2$
* Peso tierras: $g_t = 1{,}70m \cdot 20\ kN/m^3 = 34\ kN/m^2$
* Peso pavimento: $g_{pv} = 3{,}50\ kN/m^2$ (loseta pavimento)
* Tráfico: $g_{trf} = 2{,}2\ kN/m^2$

$g_{total} = 3{,}75 + 34 + 3{,}50 + 2{,}2 = 43{,}45\ kN/m^2$

$R_{max} = g_{total} \cdot \frac{l}{2} = 43{,}45 \cdot \frac{15{,}50}{2} = 120{,}25\ kN/m$



1) Reacción total en pantallas centrales del tramo A de la Fase 4:

$R_{total} = 2 \cdot R_{max} = 2 \cdot 120{,}25\ kN/m = 240{,}25\ kN/m\ (= 24{,}07\ Tn/m)$

La capacidad portante de las pantallas en caso de este tramo es de: 24 Tn/m (CSA = 40,125 Tn/m). (Ver Informe geotécnico adjunto)

Debe tenerse en cuenta que la reacción sobre las pantallas se ha calculado teniendo en cuenta el reparto uniforme en toda la cubierta y que las cargas de tráfico se han considerado de forma conservadora además, la reacción se ha calculado con la máxima luz entre pantallas → El margen de seguridad real es mayor.

NOTE BOOK

Can Tunis 23-12-04

1B) Reacción en las pantallas centrales del Tramo B de Fase 4 y de Fase 5

L_c = 13,0 m — $R = \frac{155,12}{2} = 80 kN/m = 9,3 t/m$

La capacidad portante de las pantallas intermedias es de 12,1 t/m

OK! $C_{ap} = 130$!

NOTE BOOK

(2)

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. JOAQUÍN ROURA – DELEGACIÓN TRANSPORTES**

De: JOSE ANTONIO LEIRA

Copia a: **D. TOMÁS POLO – BRIDGE TECHNOLOGIES**

Fecha: 15 de diciembre de 2004

Referencia: **AVE CAN TUNIS CRUCE B - 17**

Entre los PP.KK 706+526 y 706+565 se unen los dos falsos túneles de la obra. Las pantallas interiores llegan a converger, formando una única alineación. En el documento 4 "Comprobación de pantallas frente a cargas verticales", de 23 de junio, se analizaba la resistencia admisible de distintas geometrías de dichas pantallas interiores.

En la reunión mantenida con la Asistencia Técnica el pasado 2 de diciembre, se decidió la disposición de pantallas de la última revisión del plano 2.9.3.37 (2/14). A continuación se determina la resistencia de los módulos de pantalla interior que figuran en dicho plano, conforme a los criterios del documento 4.

1) PP.KK 706+526 a 706+539
   - Pantalla única e = 1 m ⇒ $A_p = 1\ m^2$, $A_l = 2\ m^2/ml$
   - $Q_p = 46,7\ t/m^2 \times 1\ m^2 + 37,4\ t/m^2 \times 2\ t/m^2 = 121\ t/ml$

2) PP.KK 706+539 a 706+553
   - Pantalla en T e = 1 m, L = 3,2 m, B = 4,2 m ⇒ $A_p = 2 \times 3,2 = 6,4\ m^2$, $Al = 2\ (3,2+3,2) = 12,8\ m^2/ml$

Q_{cruz} = 46,7 t/m² x 6,4 m² + 37,4 t/m² x 12,8 t/m² = 777,4 t

Q_p = 777,4/3,2 = 243 t/ml

La relación entre la distancia entre caras internas de los módulos transversales y su longitud útil, se considera suficiente para desarrollar completamente el rozamiento lateral de las pantallas:

$$\frac{\text{Separación}}{\text{Longitud}} = \frac{2.2}{1.6} = 2$$

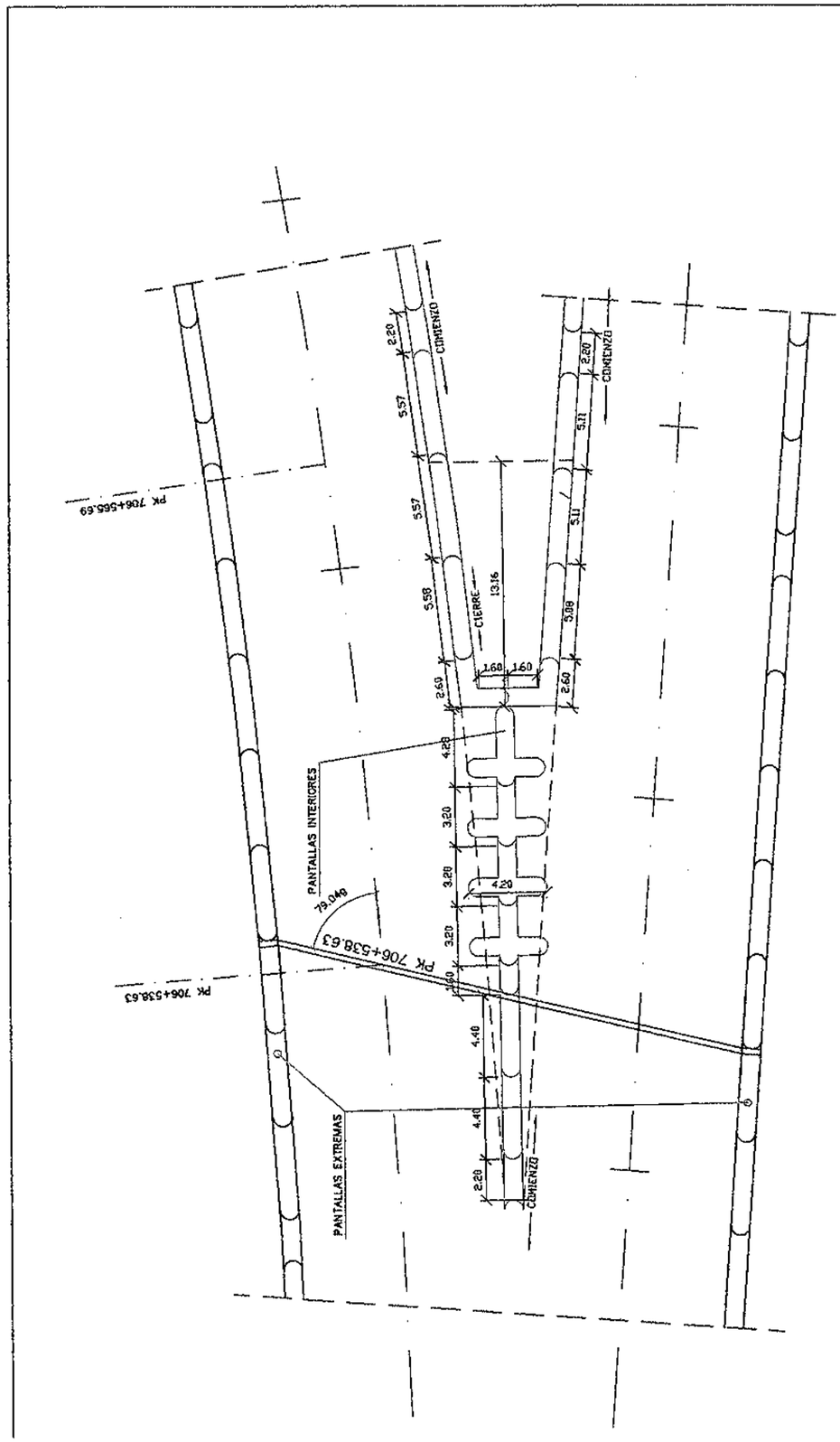
$$\frac{\text{Separación}}{\text{Anchopantalla}} = \frac{2.2}{1} = 2.2$$

3) PP.KK 706+553 en adelante

- Doble pantalla e = 1 m

  Q = 2 x 121 t/ml

Igualmente la separación mínima entre pantallas permite considerar que se moviliza el rozamiento lateral del terreno



Cargas verticales sobre las pantallas:

$P_{total\ cubierta} = 2250\ kN/m$

Cada 3,20m hay: $2 * 2,20m = 4,40\ m$ de pantalla longitudinal

$(2 * 3,20m + 2,0) = 8,40\ m$ de pantalla transversal

Total... 12,80 m — 35% batadas longitudinal / 65% batadas transversal

Reacción en 3,20m → $3,20m \cdot 2250\ kN/m = 7200\ kN$

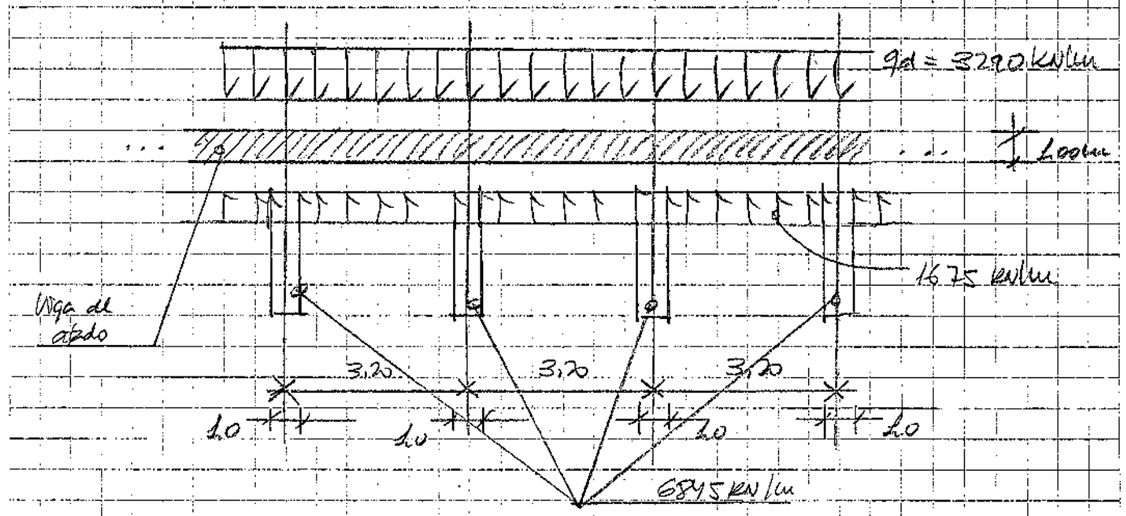
→ { 2520 kN batadas longitudinales
→ { 4680 kN batadas transversales

Abatadas longitudinales: $2,7\ m^2$ — Tensión = 0,93 MPa (OK!)

$A_{batadas\ transversales}$: $3,70\ m^2$ — Tensión = 1,26 MPa (OK!)

↑ Tensiones medias máximas en fondo

DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA DE ATADO:



Se modela el sistema a base de muelles equivalentes

$K_{pantallas\ transversales} = \frac{6845}{1675} * K_{pantallas\ longitudinales}$

$1 = 4,1\ K_{pantallas\ long}$

$K_{pantallas\ transv} = 4,0\ K_{pantallas\ longitudinales}$

→ Ver reparto de reacciones en modelo conjunto

K pantallas (aprox)

$A_c = 40 cm^2/cm$

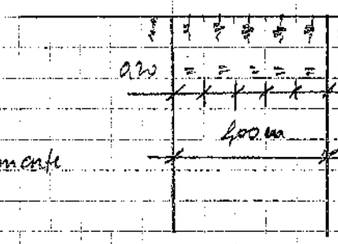
$E_c = 27264\ MPa$

$L_{apoy} = 19,20m$

↑ media pantalla aproximadamente

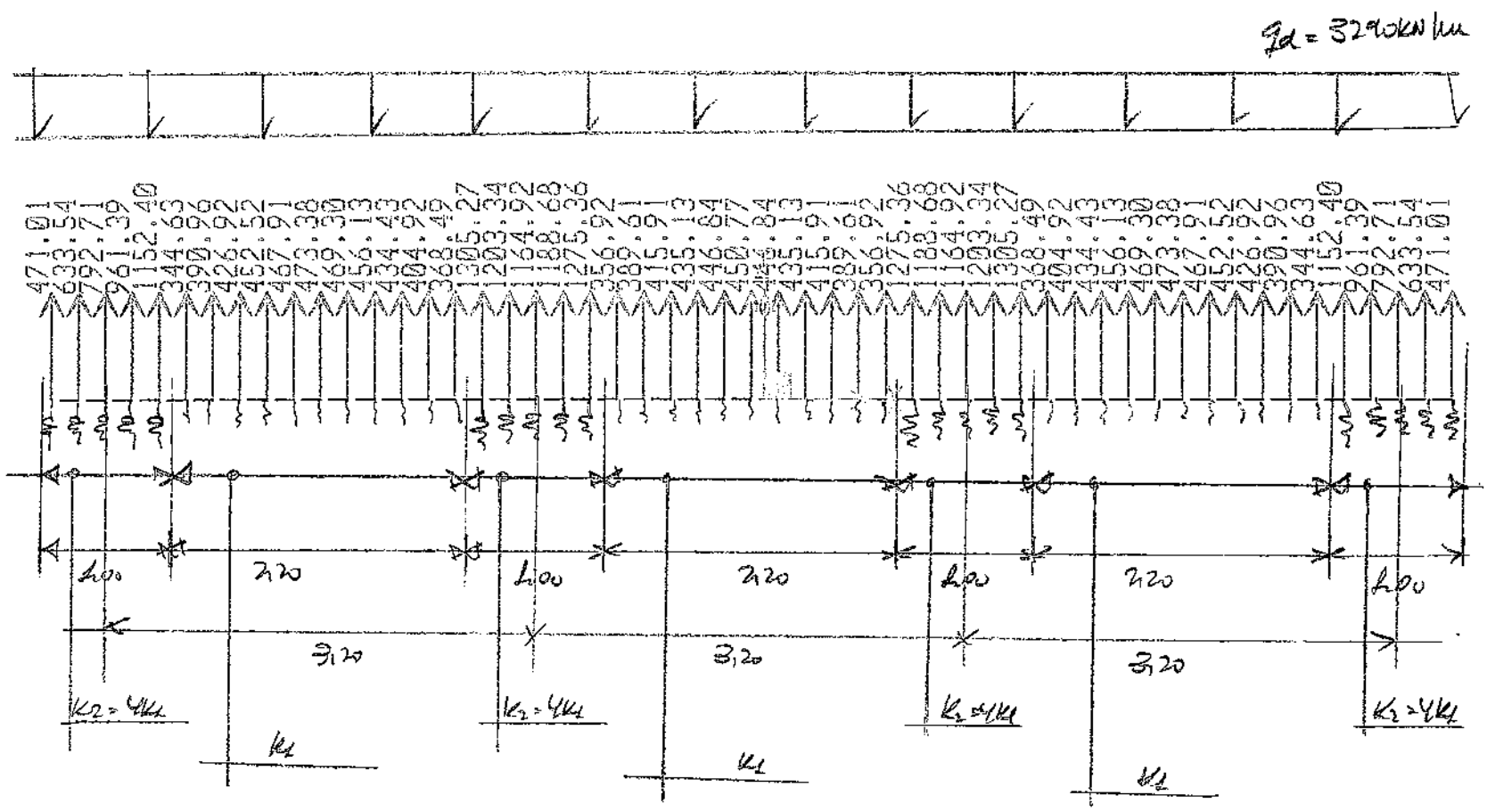
(Hipótesis razonable)

$K = \frac{EA}{L} = 1435\ MN/m/m = 1400\ MN/m/m$



12/23/04 17:38:26

REPARTO DE REACCIONES EN VIGA DE ATADO.



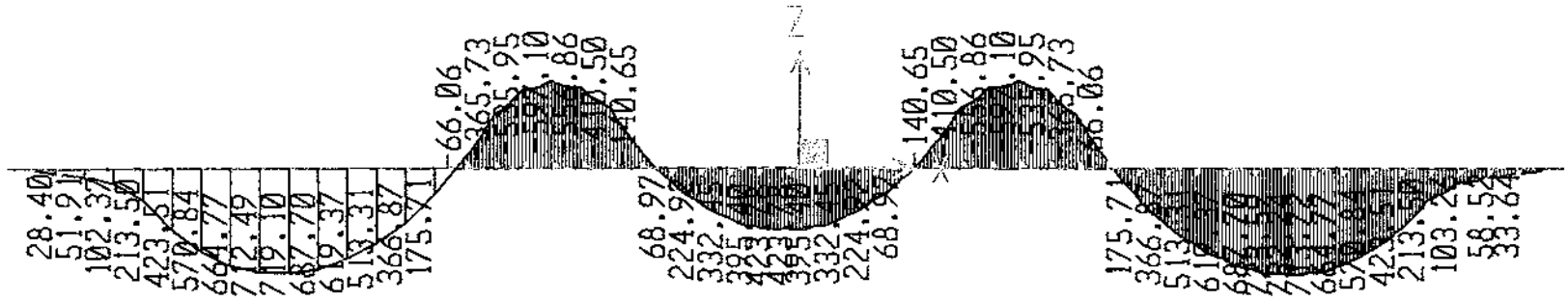
SAP2000 v8.1.5 - File:VIGA ATADO_2 - Spring Reactions (DEAD) - KN, m, C Units

(8)

12/23/04 17:44:31

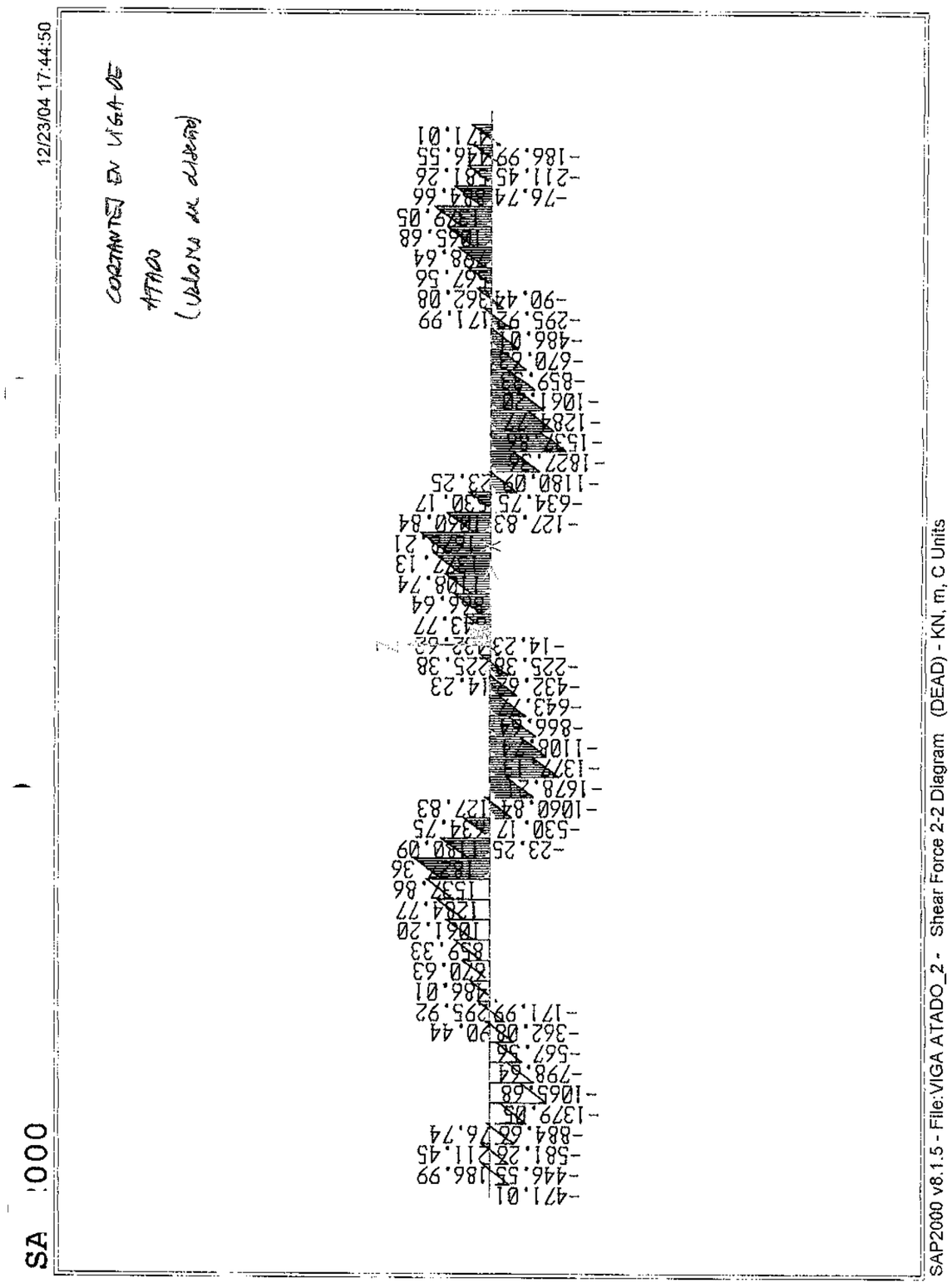
MOMENTOS FLECTORES EN VIGA DE ATADO

(Valores de diseño)



SAP2000 v8.1.5 - File:VIGA ATADO_2 - Moment 3-3 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

(9)



(10)

Cam. Juncil 27-Dic-04

DIMENSIONAMIENTO:

1) FLEXIÓN:

$M_K = 720$ KN·m ; $M_d = 1,50 \cdot 720$ KN·m = 1080 KN·m = 1100 KN·m

$h = 1,50$ m
$b = 1,00$ m
$r = 0,10$ m → Recubrimiento mecánico
} $A_c = 18,7$ cm²

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración:

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 150 cm^2 \cdot \frac{25/1,5}{434,8} = 23 cm^2$ → 5Φ25

Se disponen en ambas caras (superior e inferior) 3+3

total 6Φ25 $A_{s,disp} = 29,454$ cm² — $M_{Rd} = 1735$ KN·m

$C_{SA} = 1,577$ (OK) $x = 0,08d$ — Fallo muy dúctil por el armado traccionado.

2) CORTANTES:

$V_k = 1922$ KN

$V_d = 2745$ KN

Dimensionamiento con programas BASIC

$A_s = 29,454 cm^2$
$V_d = 2745$ KN
} $A_d = 49,06 cm^2/m$

Se cubre con 4 ramas Φ25 a 925 ($A_{s,disp} = 78,54 cm^2/m$)

(11)

NOTE BOOK

CUBIERTA FASE 4. Tramo (2)

Lc = 12,0m

h = 1,25m

ACCIONES: (por 1m de longitud del Fuste Tunel)

* Peso propio: g_1 = 31,25 kN/m

* Peso tierras: g_t = 4,70m · 20 kN/m² = 94 kN/m

* Peso pavimento: g_{pav} = 3,5 kN/m

* Tráfico: q = 20 kN/m

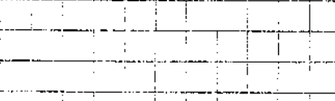
q_k = 137,75 kN/m ← combinación frecuente

q_m = 132,75 kN/m ← combinación cuasipermanente

q_d = 218,40 kN/m ← ELU

DIMENSIONAMIENTO

FLEXIÓN



$M_d = \frac{q_d \cdot L^2}{8} = \frac{218,40 \cdot 12^2}{8} = 3931,2$ kN·m/m

r = 0,10m (recubrimiento mecánico doble capa ϕ25)

Dimensionamiento con programas BASIC

A_s = 93,15 cm²/m → 19 ϕ25 p/m ← se dispone doble capa ϕ25 a 0,10

$A_{s\,disp}$ = 98,17 cm²/m

M_u = 4266,02 kN·m/m C_{SA} = 1,085 OK!

X = 0,3275d ← Fallo por el hormigón con el acero plastificado a $\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$

CORTANTE

$V_d = 218,40 \left(\frac{12}{2} - 0,5 - 1,15 \right) = 950$ kN/m ← a 1 canto útil del borde del apoyo directo

(½ espesor pantallas; d)

A_s = 98,18 cm²/m

V_d = 950 kN/m

— $A_s \geq 12,33$ cm²/m ← Se cubre con 4 ramas ϕ12 a 0,25

$A_{s\,disp} = 12,33$ cm²/m (OK!)

CUANTÍAS MÍNIMAS EHE

i) Para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq \omega_{04} \cdot A_{c\,def} = 19,17$ cm²/m ← se cumple sobradamente

ii) Cuantía mínima geométrica (como losa)

$\omega \geq 0,8\%$; $A_s \geq 22,5$ cm²/m; $A_s \geq 11,25$ cm²/m en cada cara

Se cubre con ϕ20 a 0,25 ($A_{s\,disp}$ 12,57 cm²/m)

iii) Para cubrir el 20% de incremento longitudinal por efecto flector

$M_d = 0,20 \cdot 3935 = 787$ kN·m/m

Dimensionamiento con programas BASIC

$A_s \geq 16,58$ cm²/m — se cubre con 2 ϕ16 a 0,25 ($A_{s\,disp}$ = 16,09 cm²/m

ó 1 ϕ25 a 0,25

Cem Tunnel — 22-Dic-04

LOHBARHAUNT ELS

Aj. contenk. — Fisuración. Variante acero

Vrd = 950 kN/m — (Vrd − 200) < 0 → St ≤ 200 mm

Vsu = 452.5 kN/m — St ≤ 300 mm (OK)

Por comprobar

Por fabricación — en bielas comprimidas

Asj = 981.8 cm²/m ← doble capa barras pund. / capa

As2 = 29,454 cm²/m ← = 0.25 / capa

d = 1.25 − 0.10 − 0.05/2 = 1.125 m

d' = 0.06m

Ac,ef = 1.25/4 = 0.3125 m²/m

82.75 kN/m = 2389,5 kN·m/m ← Mser. Combinación poco probable

Ver hoja excel adjunta

Aj. Fisuración

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
CRUCE B-17 FASE 4 TRAMO B

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=	1.25	m		
As1=	98.18	cm2/m	ro1=	0.00853739
As2=	29.454	cm2/m	ro2=	0.00256122
d=	1.15	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.1	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.284	m
X=	0.327	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.061977882	m4
Iint=	0.162760417	m4

porcentaje= 38.08 %

ESFUERZOS:

mk=	2389.5	kN·m
Sigma s=	232.734	MPa
m fis=	667.959	kN·m
Sigma sr=	65.058	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	98.18	cm2
Ac, ef=	0.3125	m2

Epsilon sm= 0.001072737

sm=	119.79	mm ← Separación media entre fisuras
wk=	0.22	mm ← Abertura máxima de fisuras

ABERTURA DE FISURA

NERVIOS EXTREMOS:

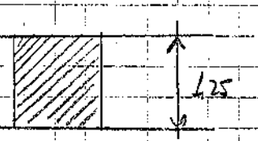
Obtención de esfuerzos mediante un emparrillado plano

" FASE4B-MOD.SUB" ← archivo SAP

EMPARRILLADO PLANO:

Discretización cada 1,00m — MODELIZACIÓN

i) LOSA:



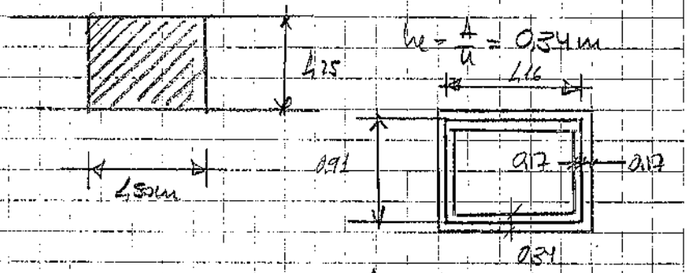
$A = 1,25\ m^2$

$I_{33} = \frac{1}{12} 1,0 \cdot 1,25^3 = 0,1628\ m^4/m$

$I_{22} = \frac{1}{12} 1,25 \cdot 1,0^3 = 0,1042\ m^4/m$

$J = 2 \cdot I_{33} = 0,3255\ m^4/m$

ii) NERVIO EXTREMO:



$A = 1,875\ m^2$

$I_{33} = \frac{1}{12} 1,50 \cdot 1,25^3 = 0,244\ m^4$

$I_{22} = \frac{1}{12} 1,25 \cdot 1,50^3 = 0,3516\ m^4$

$h = \frac{A}{u} = 0,34\ m$

$A_c = 1,056\ m^2$

$J = \frac{4A_c^2}{\sum \frac{l_i}{t_i}} = \frac{4 \cdot 1,056^2}{2\left(\frac{1,16}{0,34} + \frac{0,91}{0,34}\right)} = 0,266\ m^4$

NOTE BOOK

ACCIONES: (por unidad de superficie)

* Peso propio — Generado automáticamente por el programa
* Peso tierras: — $g_t = 4,70\ m \cdot 20\ kN/m^3 = 94\ kN/m^2$
* Peso pavimento: — $g_{pav} = 3,50\ kN/m^2$ (Valor supuesto)
* Tráfico ——— $q = 20\ kN/m^2$ (Ver emparrillado Fase 4 tramo A)

* CONTROL DE REACCIONES:

* g_t PESO PROPIO: $R_{SAP} = 1954,8\ kN$

Amodelada: 351,8 + 269,7

$h = 1,25m$

$V = 6125 \cdot 1,25 = 7656,25\ m^3$

$R = 19140,6\ kN$

$\varepsilon = -3,1\%$ ← admisible (OK!)

* PES= TIERRAS $R_{SAP} = 5579,4\ kN$ ← Si supone altura misma en toda la superficie, del lado seguro

Amodelada = $612,5\ m^2$

$h = 4,70m$

$V = 2878,75\ m^3$

$R_{TIERRAS} = 5757,5\ kN$

$\varepsilon = -3,2\%$ ← admisible (OK)

* PES= PAVIMENTO. $R_{SAP} = 2077,5\ kN$

Amodelada = $612,5\ m^2$

$g_{pav} = 3,5\ kN/m^2$

$R_{pav} = 2143,75\ kN$

$\varepsilon = 3,1\%$ ← admisible (OK)

* TRÁFICO: $R_{SAP} = 11872\ kN$ ← Si aplica en toda la superficie, del lado seguro

$A = 612,5\ m^2$

$q = 20\ kN/m^2$

$R = 12250\ kN$ $\varepsilon = 3,1\%$

NOTE BOOK

Obra: Tenis

27-DIC-04

Se aplica un factor de conexión general de 1,04 adicional.

Factores de mayoración y ponderación:

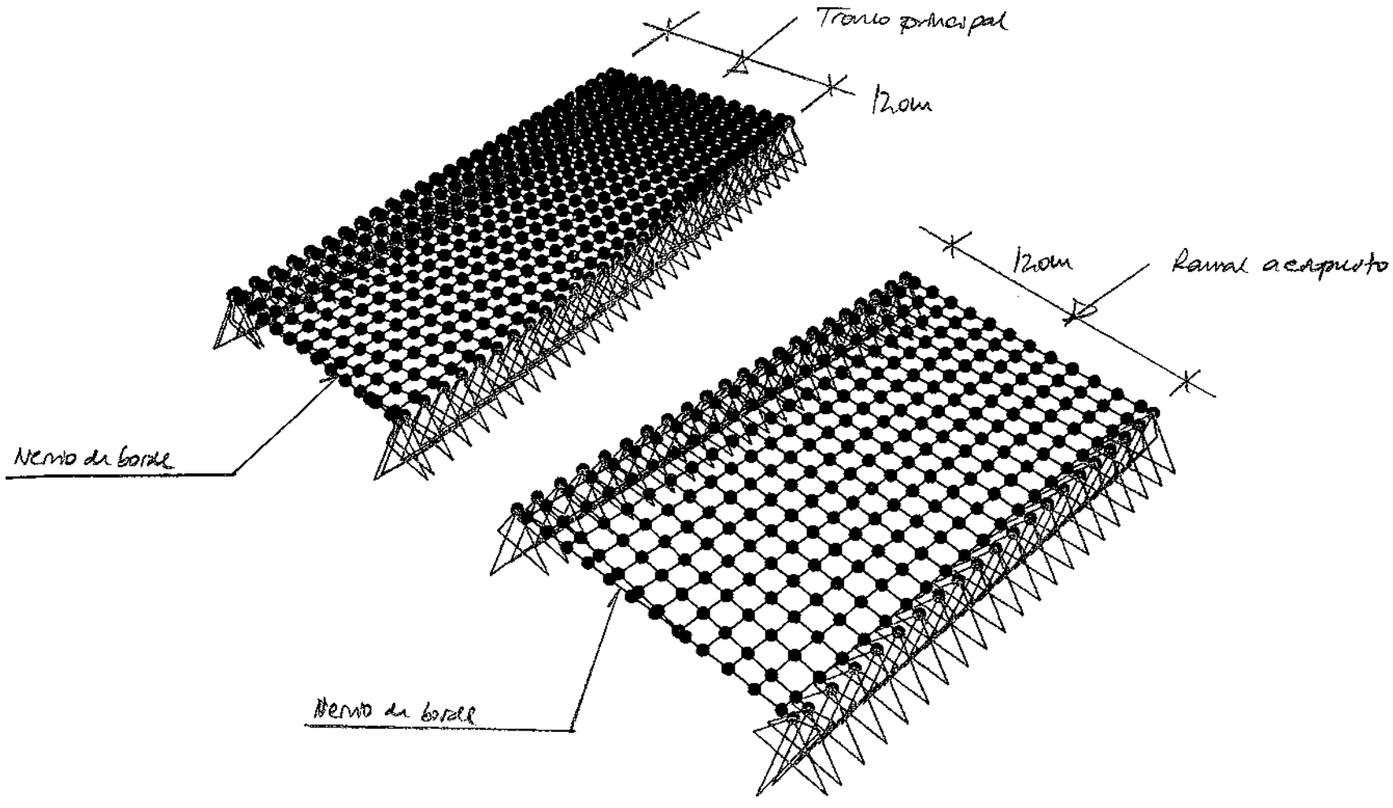
γ_G : 1,04 . 1,35 = 1,404

$\gamma_{Q\,\text{nieve}}$ = 1,50 . 1,04 = 1,56

γ : 1,50 . 1,04 = 1,56

ESTUDIADOS SOBRE EL MODELO ESTRUCTURAL: Hojas endurecidas

MODELO CUBIERTA
FASE 4 Tramo B

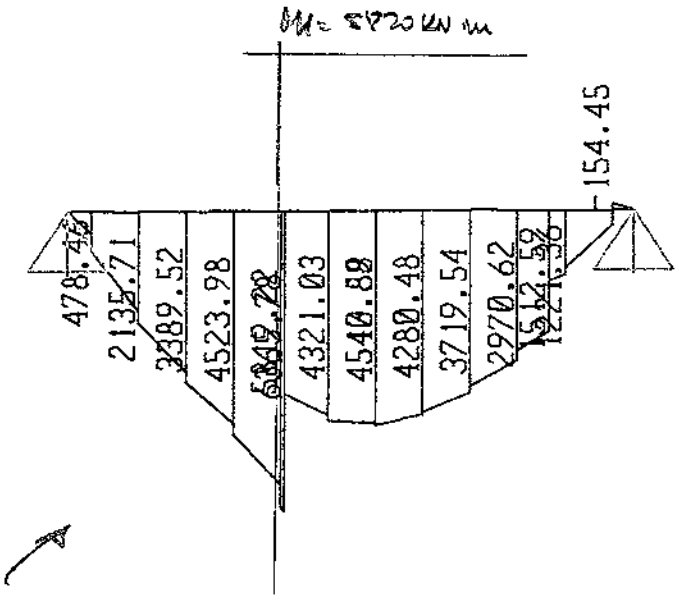


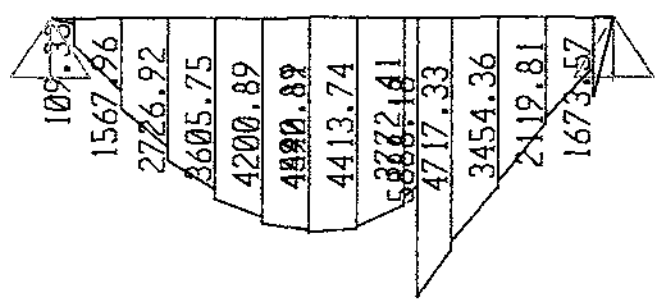
SA 000

12/27/04 16:28:14

Solo se ha representado el nervio extremo por claridad del dibujo

MOMENTOS FLECTORES
NERVIOS EXTREMOS





los saltos son consecuencia de la discretización elegida por el modelo, la ley real es continua.

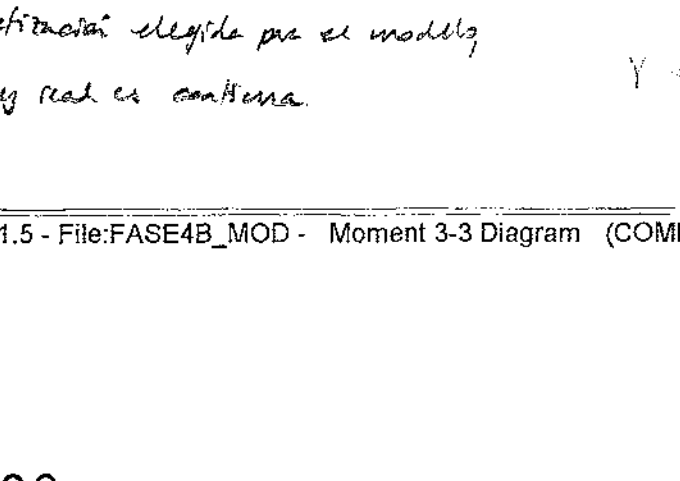
SAP2000 v8.1.5 - File:FASE4B_MOD - Moment 3-3 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

SAP2000

12/27/04 16:30:40

Solo se han representado los nervios extremos por claridad del dibujo

CORTANTES
NERVIOS EXTREMOS



Tronco ppal.



Ramal Aeropuerto.

los saltos son consecuencia de la discretización realizada de ley real de continua

SAP2000 v8.1.5 - File:FASE4B_MOD - Shear Force 2-2 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

DIMENSIONAMIENTO NERVIO EXTREMO

(A) FLEXIÓN

Md = 5820 kN·m

h = 1.25 m

b = 1.50 m

r = 0.10 ← recubrimiento mecánico, doble capa Φ25

→ As ≥ 137.7 cm²

→ Se cubre con 29Φ25 — se dispone 30Φ25 en 2 capas de 15Φ25/capa

As disp = 147.27 cm² ; Mu = 6399.01 kN·m — CSA = 1.099 OK!

X = 0.328d ← Falla por el hormigón en $\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$

— Falla dúctil

(B) CORTANTE: (Tomando cortante a 1 canto útil del eje de apoyo, del lado seguro)

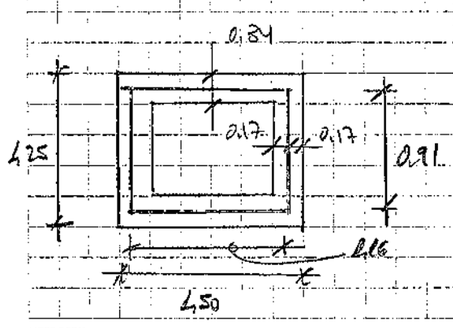
Vd = 1065 kN!

As = 147.27 cm²

→ Aα ≥ 9.92 cm²/m (Amin. = 12.5 cm²/m) ← El limitante de cuantía mínima

(C) TORSIÓN

En todos los equilibrio no es compatibilidad se dimensiona a torsión para garantizar el correcto funcionamiento (se ha tenido en cuenta la rigidez a torsión del nervio extremo) y para tener en cuenta que el apoyo de la losa sobre el nervio no es centrado



A = 1.875 m²

u = 5.50 m

$h_e = \frac{A}{u} = \frac{1.875\ m^2}{5.50\ m} = 0.3409\ m = 0.34\ m$

Ae = 1.0556 m²

ue = 4.44 m

NOTE BOOK

12/27/04 16:30:59

SA 000

MOMENTO TORSOR DEL NERVIO EXTREMO

-492.73
-522.84
-508.95
-467.44
-400.37
-300.86
-146.22
-42.51
=10.63
-128.85
-110.79
-273.05

Ramal Acoplado

Sólo se ha representado la mitad extrema por claridad del dibujo.

-148.08
-34.07
70.02
75.50
211.84
261.93
385.35
468.36
518.13
556.10
584.01
669.53

Tramo ppal.

Los saltos en coincidencia de la discontinuidad realizada de ley real es continua

Z
Y

SAP2000 v8.1.5 - File:FASE4B_MOD - Torsion Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

$T_d = 570\ KN\cdot m$

Cuelgue reacción: $\Delta_{adm} = \frac{l_{31}}{400}$

$\Delta_{adm} = 32,75\ cm/m$

Reacción máxima de la losa de cubierta $R_d = 130,4\ KN/m$

Geometría

$l = \frac{1,0}{\operatorname{sen} 50} = 1,47\ KN/m$

$\alpha \approx 50,0°$

1,00

La reacción en 1,00m de losa de cubierta se reparte en 11,50m de muro

$\rightarrow R_{d,muro} = \frac{130,4\ KN/m}{11,5\ m/m} = 11,4\ KN/m$

Para alcanzar un tensor como el de cubierta: $e \leq \frac{570\ KN\cdot m}{11,4\ KN} = 5,0\ cm$

$\rightarrow$ El torsor que aparece por la excentricidad de la reacción de la losa con el muro exterior queda cubierto $\rightarrow$ (OK!)

- Compresiones en bielas:

$T_{u1} = \alpha' \cdot f_{1cd} \cdot A_c \cdot h_e \cdot \frac{\cot g\,\theta}{1+\cot g^2\theta}$

$f_{1cd} = 0,60\, f_{cd} = 0,60\,\frac{25}{1,5} = 10\ MPa$

$\alpha' = 1,20$ → Sólo cerros exteriores } Sustituyendo valores

$\theta = 45° \rightarrow \cot g\,\theta = 1,0$

$T_{u1} = 1,20 \cdot 10 \cdot 1,055 \cdot 0,34 \cdot \frac{1}{2} = 2,152\ MN.m >> 7d \rightarrow$ (OK!)

- Agotamiento armaduras transversales

$T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t}{s_t} \cdot f_{ytd} \cdot \cot g\,\theta$

despejando $\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{T_{u2}}{2 \cdot A_e \cdot f_{ytd} \cdot \cot g\,\theta} = \frac{0,570\ MN.m}{2 \cdot 1,055\ m^2 \cdot 400\ MPa}$

$= 6,75\ cm^2/m$

- Agotamiento armadural longitudinal:

$T_{u3} = \frac{2 \cdot A_c}{u_e} \cdot A_l \cdot f_{yld} \cdot \operatorname{tg}\theta$

despejando $A_l \geq \frac{T_d \cdot u_e}{2 \cdot A_c \cdot f_{yld} \cdot \operatorname{tg}\theta} = \frac{0,57\ MN.m \cdot 4,14\ m}{2 \cdot 1,055\ m^2 \cdot 434,8\ MPa \cdot 1,0}$

$A_l \geq 25,707\ cm^2$

Hay un perímetro de 5,55m → $A_{el} = 4,67\ cm^2/m$ en las 4 caras

— Caras 1,25m — $A_l \geq 5,84$

CUADRO RESUMEN — Caras 1,50m → $A_l \geq 7,01$

- Armadura longitudinal cara inferior

Armadura de flexión: $137,7\ cm^2$

Armadura de torsión: $7,01\ cm^2$

Total... $144,71\ cm^2$ ← 30 Ø25 (OK!)

- Armadura longitudinal resto de caras:

$A_s = 7,01\ cm^2 \rightarrow$ Se disponen 6Ø20 + 3Ø20 + 3Ø20

- Armadura transversal

- Cortante: $A_d = 9,92\ cm^2/m$
- Cuelgue reacción losa: $A_d \geq 32,75\ cm^2/m$
- Torsión: $A_d = 6,75\ cm^2/m$

Total... $49,42\ cm^2/m$ ← Planos a 0,25 de

4 ramas Ø20

Doble cerco

CUBIERTA FASE 5

Tramo 26m el forjado → Idem Fase 4 Tramo (B)

Tramo 26m ramal acceso provisto. → Menores cargas, menores distancias de vigueta

Tramo 56m RAMAL ADOSADO PK's 0+180 a 0+200

L_E = 12,00 m

h = 1,25 m

ACCIONES: (por m de longitud del forjado)

+ Peso propio: g_L = 31,25 kN/m

+ Peso tierras: g_L = 1,25 m · 20 kN/m² = 24 kN/m

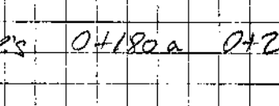
+ Sc. uso: q = 10 kN/m² → No hay tráfico sobre esta cubierta

q_u = 60,75 kN/m ← combinación frecuente

q_e = 57,25 kN/m ← combinación cuasipermanente

q_d = 93,19 kN/m ← ELU

DIMENSIONAMIENTO:



$M_{ud} = \frac{q_d L^2}{8} = \frac{92,19 \cdot 12^2}{8}$ = 677,375 kN·m/m

r = 0,09 (Recubrimiento mecánico, debe ser ϕ25)

Dimensionamiento → $A_s \geq$ 35,76 cm²/m ← 8ϕ25 por m

A_s = 39,272 cm²/m M_{Rd} = 187,785 kN·m/m x = 0,13d

(CE 5A = 1,12) Falla por el acero

CORTANTES

$V_{rd} = 93,19 \left(\frac{12}{2} - 0,5 - \frac{1,10}{1}\right)$ = 410,05 kN/m ← A 1 canto útil de Canto útil de la cabeza del capazo directo

Mitad canto pantalla

A_s = 39,272 cm²/m

A_d = 2,11 cm²/m/m

A_{dmin} = 8,32 cm²/m/m ← planos a Ø20 de 2 cΦ10 por m

CUANTÍAS MÍNIMAS EHE

· Cuantía mínima para evitar fallos frágil tras la fisuración:

$A_s \geq 0,04 \, A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ = 19,17 cm²/m ← 8 cm/pl

· Cuantía mínima geométrica como losa

e ≥ 1,7‰ → $A_s \geq$ 22,5 cm²/m → 11,25 cm²/m en cada cara

A_c = 1,25 m²/m

Se cubre con Φ20 a 0,30

COMPROBACIÓN ELS

$M_{ck} = \frac{57,25 \cdot 12^2}{8}$ = 1030,5 kN·m/m

A_s = 39,272 cm²/m

A_s' = 12,568 cm²/m ← Sólo los 2Φ20/cero (estarán efectivamente activos a pandeo)

d = 1,19 m

d' = 0,06 m

$A_{c,ef}$ = 0,3125 m²/m

c = 0,03 m

s = 0,125 m

Φ = 25 mm

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCI S DE CUBIERTA
C E B-17 FASE 5 RAMAL AEROPUERTO

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=	1.25	m		
As1=	39.272	cm2/m	ro1=	0.00330017
As2=	12.68	cm2/m	ro2=	0.00106555
d=	1.19	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.125	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.192	m
X=	0.229	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.030874002	m4
Iint=	0.162760417	m4

porcentaje= 18.97 %

ESFUERZOS:

mk=	1030.5	kN·m
Sigma s=	235.396	MPa
m fis=	667.959	kN·m
Sigma sr=	152.582	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	39.272	cm2
Ac, ef=	0.3125	m2

Epsilon sm= 0.000682474

sm=	184.47	mm
wk=	0.21	mm

ABERTURA DE FISURA
05/07/2004

Cam Ramal S - Tramo - 04

Para calcular el tramo del ramal principal

Mk = 9.20 1677,375 = 3355 kN·m

Lo comprobamos con programa DAFE:

As2 6.90 cm2/m de cubrir en la armadura principal

NOTE BOOK

CUBIERTA FASE 6 | 706+620 a 706+640

Cubierta hormigonada totalmente "in situ" sobre terreno previamente tratado (Relleno de tierras h ≤ 4,00 m)

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN POR 1,0m de CONTORNO

Acciones:

- Peso propio: h = 1,00m g_L = 25 KN/m² — 25 KN/m
- Peso tierras: h ≤ 3,00m g_L = 60 KN/m² — 60 KN/m
  (Del lado seguro (el relleno mediría inferior a 2,0m))
- Sobrecarga de uso: q_L = 10 KN/m² — 10 KN/m

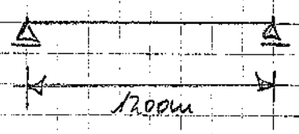
q_u = 90 KN/m ← Combinación fresante

q_u = 87 KN/m ← Combinación cuasipermanente

q_d = 138,75 KN/m ← ELU

DIMENSIONAMIENTO:

FLEXIÓN



$M_{Sd} = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{138,75 \cdot 12^2}{8} = 2497,5$ KN·m/m

r = 0,10m ← doble capa Φ25

$A_s \geq$ 75,72 cm²/m ← 16 Φ25

$A_{s,disp}$ = 78,54 cm²/m — M_{Rd} = 2661,8 KN·m/m (CCS = 1066)

x = 0,133 d ← Fallo dúctil. Fallo por el hormigón en $\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$ (OK)

(1)

NOTE BOOK

CORTANTE

Tomando el cortante a 1 canto útil del eje del apoyo del lado seguro

V_d = 138,75 (12/2 − 1,0) = 693,75 KN/m

A_s = 78,54 cm²/m

$A_s \geq$ 10,52 cm²/m → Pilares a 0,30 de 2 c Φ10 pues ($A_{s,disp}$ = 10,47 cm²/m

$A_{s,min}$ = 8,33 cm²/m

Cortante último con cercos Φ10

A_s = 78,54 m
$A_d \geq$ 10,47 cm²/m } V_{Rd} = 709,28 KN/m

Comprobaciones en la separación de cercos

i) Por fenómeno bielas comprimidas

V_{u1} = 465 KN/m

$V_d \leq \frac{1}{5} V_{u1}$ = 930 KN/m V_d = 700 KN/m — St ≤ 300 mm (OK)

ii) Por fisuración

V_d = 0,70 MN/m ($V_{rd} - 30_{cm}$) ≤ 0 — St ≤ 300 mm OK

V_{cu} = 396,4 KN/m

NOTE BOOK

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
CRUCE B-17 FASE 6

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=	78.54	cm2/m	ro1=	0.00872667
As2=	29.454	cm2/m	ro2=	0.00327267
d=	0.9	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.1	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.285	m
X=	0.256	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.030317154	m4
Iint=	0.083333333	m4

porcentaje= 36.38 %

ESFUERZOS:

mk=	1566	kN·m
Sigma s=	243.908	MPa
m fis=	427.494	kN·m
Sigma sr=	66.583	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	78.54	cm2
Ac, ef=	0.25	m2

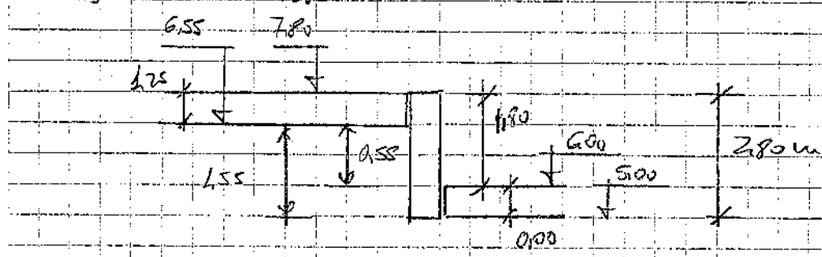
Epsilon sm= 0.00112866

sm=	119.79	mm ← separación media fisuras
wk=	0.23	mm ← abertura máxima fisural

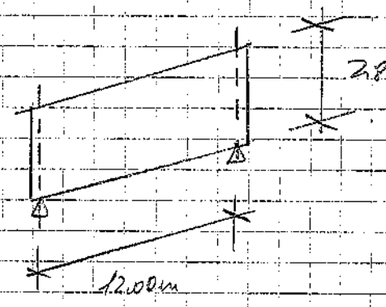
ABERTURA DE FISURA

MURO DE SALTO:

PK 706+620



ESQUEMA ESTÁTICO:



Ver secciones transversales de proyecto (706+620) plano 9.9.17

ACCIONES:

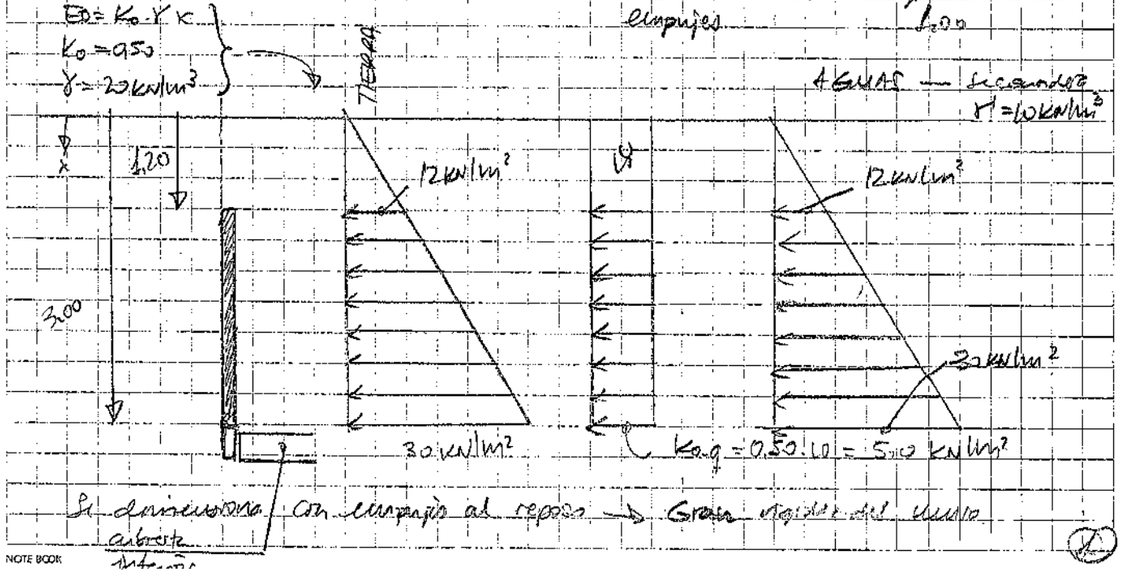
- Peso propio g_L = 70 kN/m
- Empuje de tierras y agua
- SC: viento y empujes



$E_D = K_o \cdot \gamma \cdot K$

$K_o = 0,50$

$\gamma = 20 kN/m^3$



Si dimensiona con empuje al reposo → Gran rigidez del muro

abanico interior

DIMENSIONAMIENTO FRENTE A ACCIONES HORIZONTALES: (Sin tener en cuenta el comportamiento bordemuro)

a) Muro del trasdós FLEXIÓN

$q_d = (15+5+80) \cdot 1,50 = 75 \ kN/m^2$

$m_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{75,00 \cdot 12^2}{8} = 1350 \ kN \cdot m/m$

Dimensionamiento $r = 0,27 m \rightarrow A_s \geq 36,51 \ cm^2/m \rightarrow 2\phi 20$ a 0,15

$A_s = 41,89 \ cm^2/m$

$\omega_m = 1576 \ kN \cdot m/m$

$x_c = 0,16 m = x_l$

CORTANTE: (a tomando cortante a 1 canto útil)

$r_d = 75,00 \left(\frac{12}{2} - 1\right) = 375,0 \ kN/m$

$A_s = 41,89 \ cm^2/m$

$\Big\} \ A_d \geq 2,805 \ cm^2/m/m$

Cuanta mínima a cortante $A_d \geq 8,33 \ cm^2/m$

Si cubre con ganchos $\phi 10$ a $0,30 \times 0,30$ ($C_{Ad} = 8,72 \ cm^2/m/m$)

b) Muro del trasdós superior

FLEXIÓN

$q_d = \left(\frac{21}{2} + 5 + 21\right) 1,50 = 54,75 \ kN/m^2$

$m_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{54,75 \cdot 12^2}{8} = 985,5 \ kN \cdot m/m$

Dimensionamiento $r = 0,07 m \rightarrow A_s \geq 26,04 \ cm^2/m \rightarrow$ Se cubre con $\phi 25$ a 0,15

Cuantía mínima para evitar fallo frágil de la sección

$A_s = 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 100 \cdot \frac{25/1,50}{434,7} = 15,33 \ cm^2/m$

Se cubre sobradamente

CORTANTE:

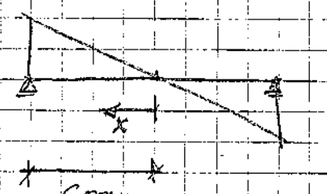
$Vd = 54,75\left(\frac{12}{2} - 1\right) = 273,75$ kN/m
$A_s = 32,72$ cm²/m

$A_d = 0,00$ → No hace falta armadura transversal

Cortante último sin armadura de cortante en la cara inferior

$A_s = 41,89$ cm²/m → $Vu_2 = 366,14$ kN/m

Se tiene $Vd = 370$ kN/m a:



$\frac{370}{75} = 4,95$ m → a 1,50m del eje de apoyo

→ Decalando medio canto útil, los cortes deben llegar hasta 1,50m del eje del apoyo

DIMENSIONAMIENTO FRENTE A CARGAS VERTICALES:

Luz de cálculo $l_e = 12,00$m | Relación luz/canto

Canto $h = 2,80$m

$C/l = \frac{12,00}{2,80} = 4,3 > 2$ ↑ Comportamiento como viga

ACCIONES:

- Peso propio: $g_1 = 70$ kN/m
- Tierra: $g_t = 1,20 \cdot 20$ kN/m³ $= 24,0$ kN/m
- Sc uso: $q = 10$ kN/m

FLEXIÓN

$q_d = 1,35(70) + 1,50(24 + 10) = 145,5$ kN/m

$M_d = \frac{145,5 \cdot 12^2}{10} = 2619$ kN·m

Primer encuentro $A_s = 23,52$ cm²

Cuanta mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 28 \cdot \frac{25/1,5}{434,8} = 42,93$ cm² → 9Φ25

Momento último en 9Φ25

$A_s = 44,181$ cm² $M_u = 4960,4$ kN·m (OA ← muy elevado)

$X = 0,06 d$ ← Falla muy dúctil por el acero en tracción

CORTANTE ← Tomando el cortante a 1 canto útil del eje del apoyo directo (del lado seguro)

$V_d = 145,5\left(\frac{12}{2} - 2,80\right) = 465,6$ kN
$A_s = 44,181$ cm²

$A_d = 0,0$ cm²/m ← No hace falta armadura de cortante

Cortante último sin armadura de cortante $A_d = 640$ kN

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
MURO DE SALTO 706+620 MITAD INFERIOR

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=	41.89	cm2/m	ro1=	0.00445638
As2=	10.47	cm2/m	ro2=	0.00111383
d=	0.94	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.15	m		
fi=	20	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.220	m
X=	0.207	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.019632962	m4
Iint=	0.083333333	m4

porcentaje= 23.56 %

ESFUERZOS:

mk=	855	kN·m
Sigma s=	234.204	MPa
m fis=	427.494	kN·m
Sigma sr=	117.100	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	41.89	cm2
Ac, ef=	0.25	m2

Epsilon sm= 0.000878273

sm=	149.68	mm
wk=	0.22	mm

ABERTURA DE FISURA

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCI S DE CUBIERTA
M) DE SALTO 706+620 MITAD SUPERIOR

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=	32.73	cm2/m	ro1=	0.00348191
As2=	10.47	cm2/m	ro2=	0.00111383
d=	0.94	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.15	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.197	m
X=	0.185	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.015916633	m4
Iint=	0.083333333	m4

porcentaje= 19.10 %

ESFUERZOS:

mk=	612	kN·m
Sigma s=	212.883	MPa
m fis=	427.494	kN·m
Sigma sr=	148.703	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	32.73	cm2
Ac, ef=	0.25	m2

Epsilon sm= 0.000545056

sm=	185.48	mm
wk=	0.17	mm

ABERTURA DE FISURA
17/01/2005

17-DIC-05

b) CONTROL DE ABERTURA DE FISURA EN VERTICAL

$A_{s_1} = 44,121\ cm^2$

$A_{s_2} = 19,636\ cm^2$ → (4 ϕ25)

$q_w = 200\ (70+29) \pm 4,00 \cdot 0,20 \cdot 10 = 96\ kN/m$ ← Combinación cuasi permanente

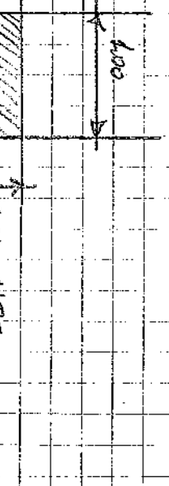
$\frac{96}{8} = 12,22\ kN/m^2$

$d_1 = 2,70$

$d_2 = 0,05$ } USO HOJA EXCEL ADJUNTO

$c = 0,03$; $\phi = 25$; $s = 0,15m$

$h_{eff} = 0,2875\ m^2$



NON EDIT

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCI S DE CUBIERTA
M) DE SALTO 706+620 (CARGAS VERTICALE)

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=	2.8	m		
As1=	44.181	cm2/m	ro1=	0.00163633
As2=	19.636	cm2/m	ro2=	0.00072726
d=	2.7	m		
d'=	0.05	m		
c=	0.03	m		
s=	0.15	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.139	m
X=	0.376	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.194294077	m4
Iint=	1.829333333	m4

porcentaje= 10.62 %

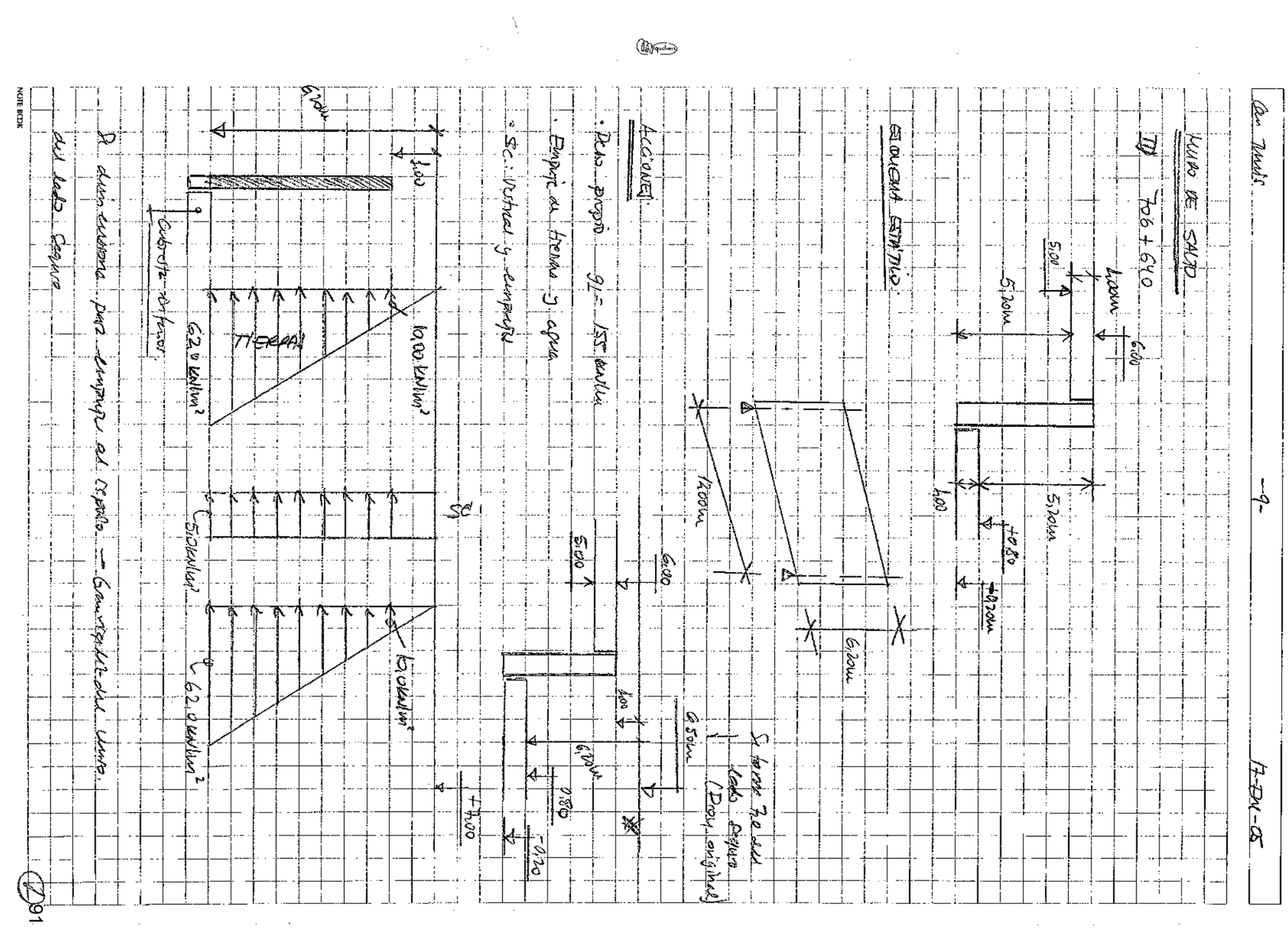
ESFUERZOS:

mk=	1728	kN·m
Sigma s=	151.631	MPa
m fis=	3351.553	kN·m
Sigma sr=	294.097	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	44.181	cm2
Ac, ef=	0.2875	m2

Epsilon sm= 0.000303262

sm=	171.34	mm	← Separación media fisuras
wk=	0.09	mm	← Abertura máxima fisura (muy bonito)

ABERTURA DE FISURA
17/01/2005



DIMENSIONAMIENTO FRENTE A ACCIONES HORIZONTALES: (Criterios en cuanto al comportamiento bidimensional)

a) Muro del trasdós

FLEXIÓN:

$q_d = 1{,}50\left(\frac{6{,}2}{2} + 5{,}0 + 6{,}2\right) = 14{,}7\ kN/m^2$

$M_{ud} = \frac{14{,}7 \cdot 12^2}{9} = 26{,}46\ kN\,m/m$

Dimensionamiento $r = 0{,}07\,m \rightarrow A_s \geq 7{,}45\ cm^2/m \rightarrow 2\phi 25\ a\ 0{,}25$

$A_{s\,usado} = 78{,}54\ cm^2/m$
$M_u = 27{,}64\ kN\,m/m\ (\xi_d = 4{,}0\%)$
$X = 0{,}52\,d$ ← cumple

CORTANTE: (Tomando el cortante a 1 canto útil del eje del apoyo)

$T_d = 14{,}7\left(\frac{12}{2} - 1\right) = 73{,}5\ kN/m$ → $A_s \geq 1{,}99\ cm^2/m$

$A_s = 78{,}54\ cm^2/m$

Cuantía mínima de armadura transversal $A_s \geq 8{,}33\ cm^2/m$

↑ Se cubre con 4 ganchos $\phi 12$ a $0{,}30 \times 0{,}30$ ($12{,}57\ cm^2/m$)

b) Muro de apoyo: ($z \geq 4{,}0\,m$)

FLEXIÓN:

$q_d = 1{,}50(15 + 5 + 30) = 75{,}0\ kN/m^2$

$M_{ud} = \frac{75{,}0 \cdot 12^2}{9} = 1350{,}0\ kN\,m/m$

Dimensionamiento $r = 0{,}07\,m \rightarrow A_s \geq 36{,}51\ cm^2/m \rightarrow$ Se cubre con $2\phi 32\ a\ 0{,}15$

CORTANTE: (Tomando el cortante a 1 canto útil del eje del apoyo)

$T_d = 75{,}0\left(\frac{12}{2} - 1\right) = 375\ kN/m$ → $A_s \geq 2{,}385\ cm^2/m/m$

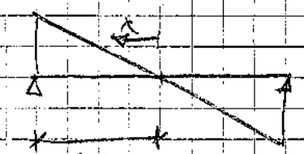
$A_s = 41{,}89\ cm^2/m$

Cuantía mínima armadura transversal: $8{,}33\ cm^2/m$ → Se cubre con 1 ganchos $\phi 16$ a $0{,}30 \times 0{,}30$

Cortante último sin armadura de cortante (cuanto trasdós)

$A_s = 78{,}54\ cm^2/m \rightarrow v_{u_2} = 451{,}89\ kN/m$

Se tiene $v_d \leq 451{,}5\ kN/m$ a



$x = \frac{451{,}5}{14{,}7} = 3{,}07\,m$ → a 2,00 del eje de apoyo

→ Descontando ½ canto útil = con cero metros llegar hasta 2,50 m del eje del apoyo

DIMENSIONAMIENTO FRENTE A CARGAS VERTICALES

Luz de cálculo $l_c = 12{,}00$ m } Relación luz/canto:

Canto: 6,20 m $\lambda_h = 12/6{,}20 = 1{,}94 < 2$

↑ Comportamiento como viga de gran canto (está en el límite entre viga de gran canto y viga)

ACCIONES:

- Peso propio: $g_k = 155$ kN/m
- Tierras: $1\text{ m} \cdot 20\text{ kN/m}^3 = 20$ kN/m
- Sc uso: $10\text{ kN/m}^2 \rightarrow 10$ kN/m

$q_d = 1{,}35(155) + 1{,}50(20+10) = 254{,}25$ kN/m

$M_d = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{254{,}25 \cdot 12^2}{8} = 4576{,}6$ kN·m

Dimensionamiento FLEXIÓN:

$T_d = 0{,}20\, q_d l = 0{,}20 \cdot 255 \cdot 12 = 612$ kN

$T_d = 0{,}612$ MN $\rightarrow T_d \le A_s f_{yd} \rightarrow A_s \ge \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}612\text{ MN}}{400\text{ MN/m}^2} = 15{,}3\text{ cm}^2$

Dimensionamiento como viga $A_s \ge 17{,}62\text{ cm}^2 \leftarrow 4\,\phi 25$

Cuantía mínima por cumplir fallo frágil tensión flexión

$A_s \ge 0{,}04\, b_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 6{,}20 \frac{25/1{,}50}{434/1{,}15} = 95{,}06\text{ cm}^2 \leftarrow 20\,\phi 25$

CORTANTE (Armadura transversal)

a) como viga de gran canto → 0,1% en cada dirección y en cada cara

$A_c = 1\text{ cm/m} \rightarrow A_c \ge 10\text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 20\ c/0{,}30$

b) como viga

Tomando el cortante a L canto útil del eje del apoyo

$V_d = 254{,}25\left(\frac{12}{2} - 6{,}20\right) \rightarrow 0{,}0$ kN/m

No hace falta armadura de cortante

Cuantías geométricas mínimas:

Como muro:

* Horizontal: 3,2‰ $A_s \ge 32\text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 16\text{ cm}^2/\text{m/cara}$ ↓

21,33 cm²/m en cara interior ← Se colocan en la compresión

10,67 cm²/m en cara trasera ← $\phi 20\ c/20$

* Vertical 0,9‰ $A_s \ge 9{,}0\text{ cm}^2/\text{m}$ → ahora con $\phi 20\ c/30$

armadura transversal vertical dispuesta

$A_s = 20{,}95\text{ cm}^2/\text{m}$ } cortante último $V_u = 5723{,}27$ kN

$A_s = 98{,}17\text{ cm}^2$

Cortante en el eje del apoyo $V_d = 254{,}25\left(\frac{12}{2}\right) = 1575$ kN

Coeficiente de seguridad adicional a cortante muy elevado

NOTE BOOK

Cano Jaenada — M-DU-05

USO: DERECHO ELS

a) CONTROL DE LA ABERTURA DE FISURA EN MURO EN MODELO BARRA

adj Mitad superior

M_k = 78.594 mT/m

M_{qp} = 12.568 mT/m (= φ20 c/0,25)

q_k = 1.00 (2,4 + 6,24 + 0,2 · 5,0)

q_k = 94 kN/m² ← sobrecarga uso permanente

$w_k = \frac{94 \cdot 12^2}{8}$ = 1692 kN·m/m

Acero = 0,25 m²/m

q_{qp} = 1,00 (2,4 + 6,24 + 0,2 · 5,0)

q_{qp} = 94 kN/m² ← sobrecarga uso permanente

$d = 0,94$; $d' = 0,06$; $\xi_2 = \frac{0,12,5}{2}$, $\phi = 25$

$s = 0,0625$

b) Mitad superior

M_k = 44,89 mT/m

$M_{qp} = M_k \cdot \frac{1,35 + 0,2 \cdot 5,0}{2,4 + 6,24 + 0,2 \cdot 5,0}$ = 44,89 kN/m²

M_{qp} = 10,478 mT/m (= φ20 c/30)

q_k = 44 kN/m² ← sobrecarga uso permanente

$w_k = \frac{44 \cdot 12^2}{8}$ = 828 kN·m/m

Acero = 0,25 m²/m

$d = 0,94$; $d' = 0,06$; $\xi_2 = \frac{0,12,5}{2}$, $\phi = 25$

$s = 0,0625$

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
MURO DE SALTO 706+640 MITAD INFERIOR FRENTE A ACCIONES HORIZONTALES

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=	78.544	cm2/m	ro1=	0.00835574
As2=	10.47	cm2/m	ro2=	0.00111383
d=	0.94	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.0625	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.289	m
X=	0.272	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.032763235	m4
Iint=	0.083333333	m4

porcentaje= 39.32 %

ESFUERZOS:

mk=	1692	kN·m
Sigma s=	253.212	MPa
m fis=	427.494	kN·m
Sigma sr=	63.976	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	78.544	cm2
Ac, ef=	0.25	m2

Epsilon sm= 0.001185241

sm=	112.29	mm ← separación media
wk=	0.23	mm ← abertura de fisura (OK!)

ABERTURA DE FISURA

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
M) DE SALTO 706+640 MITAD SUPERIOR FR E A ACCIONES HORIZONTALES

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=	41.89	cm2/m	ro1=	0.00445638
As2=	10.47	cm2/m	ro2=	0.00111383
d=	0.94	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.075	m		
fi=	20	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.220	m
X=	0.207	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.019632962	m4
Iint=	0.083333333	m4

porcentaje= 23.56 %

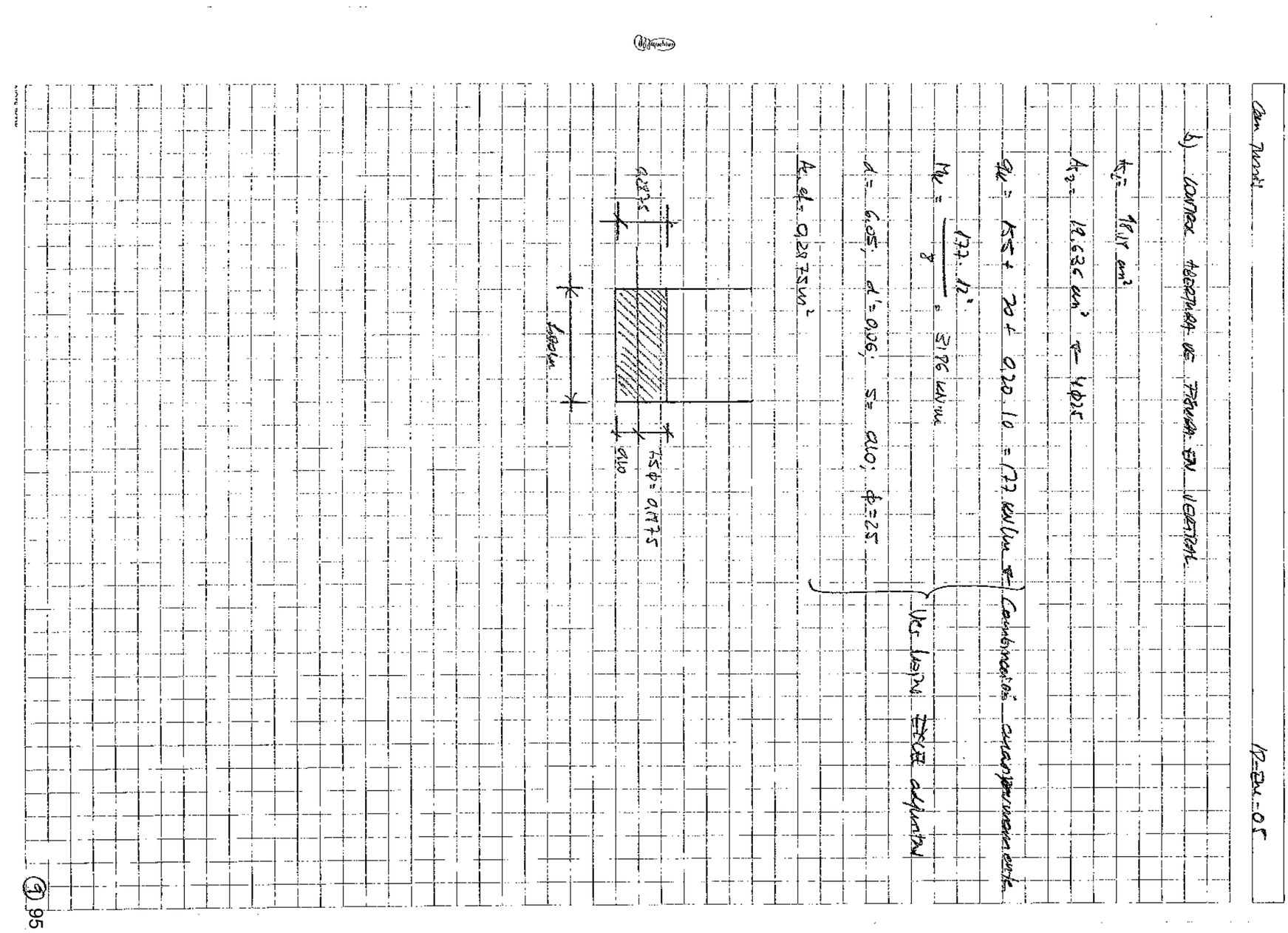
ESFUERZOS:

mk=	828	kN·m
Sigma s=	226.808	MPa
m fis=	427.494	kN·m
Sigma sr=	117.100	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	41.89	cm2
Ac, ef=	0.25	m2

Epsilon sm= 0.000831747

sm=	134.68	mm
wk=	0.19	mm

ABERTURA DE FISURA
18/01/2005



ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCI S DE CUBIERTA
M) DE SALTO 706+640 FRENTE A ACCIONES RTICALES

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=	6.2	m		
As1=	98.18	cm2/m	ro1=	0.00162281
As2=	19.636	cm2/m	ro2=	0.00032456
d=	6.05	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.1	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.141	m
X=	0.852	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	2.161158436	m4
Iint=	19.86066667	m4

porcentaje= 10.88 %

ESFUERZOS:

mk=	3186	kN·m
Sigma s=	56.213	MPa
m fis=	16432.869	kN·m
Sigma sr=	289.936	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	98.18	cm2
Ac, ef=	0.2875	m2

Epsilon sm= 0.000112425

sm=	116.60	mm
wk=	0.02	mm ← Muy bajo (OK!)

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

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

ADENDA 1
PANTALLA DE CIERRE Y RAMPA DE ACCESO EN EL RAMAL AL AEROPUERTO.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 4 de julio de 2005

MEMORIA

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO (B-17).
–FASES 4, 5 Y 6-

ADENDA 1

1. ANTECEDENTES.

El Cruce de la Traza del Falso Túnel de Can Tunis con la carretera de Barcelona al enlace con el Aeropuerto (B-17) se resuelve a base de desvíos sucesivos del tráfico de la Gran Vía que permiten la ejecución del tramo por fases.

En dicho tramo se encuentra el Ramal al Aeropuerto que, de momento, se dejará cegado con una pantalla transversal de cierre.

Con la intención de agilizar la excavación interior del Falso Túnel, y no depender para ello de la ejecución de otras fases, se plantea la posibilidad de abrir una nueva rampa provisional de acceso al interior del Falso Túnel desde el final del Ramal al Aeropuerto. Se pretende poder realizar la primera y segunda excavación intermedia del Cruce con la B-17 desde esta nueva boca de entrada, que servirá, además, para introducción y colocación de puntales definitivos.

Una rampa de acceso al final de Ramal al Aeropuerto implica necesariamente modificar el Procedimiento de Excavación interior del Falso Túnel. Dichas modificaciones afectan únicamente a las Fase 4 y 5 del Ramal (Ver Planos 2.9.3.37) y no suponen cambios muy acusados del Procedimiento Constructivo (modificación de alguna cota de excavación intermedia y cambio en la posición de alguno de los puntales).

Dado que se retoma este tramo para definir un nuevo Procedimiento Constructivo de excavación interior del Ramal al Aeropuerto, se aprovecha para definir la Pantalla Transversal de Cierre del Tramo (pendiente de definición en el diseño original).

El Procedimiento de Excavación Interior que se plantea consiste en:

- Ejecución de las pantallas y losa de cubierta de las diferentes fases del cruce del Falso Túnel de Can Tunis con la Carretera de Barcelona al enlace con el Aeropuerto.
- Primera excavación interior hasta la cota z=-0.70m (desde la nueva rampa de acceso al final del ramal al aeropuerto).
- Instalación de puntales definitivos en fases 2, 3A, 3B y 4, dejando espacio para la rampa (ver planos), y excavación hasta 2° nivel intermedio (desde la nueva rampa de acceso al final del ramal al aeropuerto).
- Recolocación de puntales definitivos en Fase 4, zona de Rampa, y colocación de puntales definitivos en Fase 5.
- Retirada de Rampa (desde el lado Castellbisbal)
- Instalación de puntales provisionales.
- Excavación hasta Cota de Máxima Excavación.
- Ejecución de la contrabóveda y retirada de puntales provisionales.

Este procedimiento constructivo puede consultarse con detalle en el apartado Planos de este documento.

El nuevo procedimiento constructivo afecta únicamente al Ramal al Aeropuerto y no tiene implicaciones en la excavación interior del tramo sobre la Traza, que se realizará tal y como estaba previsto.

2. ESTADO ACTUAL.

En el momento de emisión de este informe el Tramo objeto de estudio se encuentra en estado avanzado de ejecución y ya se han ejecutado gran parte de las pantallas de la Fase 4 del Ramal al Aeropuerto. Aun no se ha ejecutado ningún batache de la Fase 5.

3. TRABAJOS REALIZADOS.

Se ha realizado un recálculo completo de la pantallas del Tramo que se ven afectadas por el cambio del Procedimiento Constructivo. Se realiza una verificación de los esfuerzos sobre las pantallas, de las tensiones sobre el terreno y de los porcentajes de empuje pasivo máximo movilizado.

Los cálculo correspondientes a dichas verificaciones pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

Se procede al dimensionamiento completo de la pantalla de cierre del Ramal al Aeropuerto. El Procedimiento constructivo para la excavación interior de esta pantalla puede consultarse con detalle en el apartado planos de este documento.

Todos los cálculos y verificaciones se han realizado con los mismos criterios que se emplearon para el dimensionamiento original de las pantallas del tramo (ver Nota de Cálculo correspondiente).

4. CONCLUSIONES.

Las modificaciones introducidas en el Procedimiento de excavación interior del Falso Túnel no son limitantes para el diseño de las pantallas por lo que éste sigue siendo válido para las Fases 4 y 5 del Ramal al Aeropuerto.

Se completa el Tramo con el diseño de la pantalla transversal de cierre.



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

Barcelona, a 4 de julio de 2005

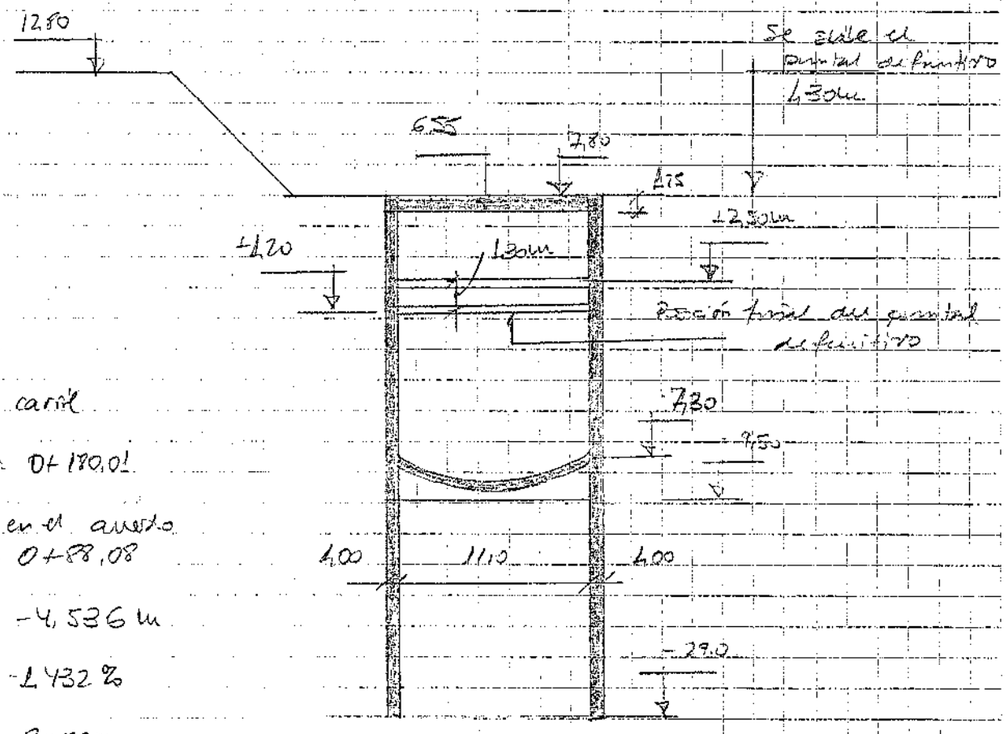
CAMBIO COTA PUNTALES FASE 4 ZONA B (Ramal Aeropuerto)

Cambio de cota de puntales para poder hacer rampa de entrada desde el final del ramal de aeropuerto

↳ Hay que cambiar la cota de algunos puntales

Se comprueba la sección final de la fase 4 zona B

SECCIÓN TRANSVERSAL PK ramal : 0+180.01 m



Cota carril

PK = 0+180.01

Está en el anexo

PKe = 0+88.08

ze = -4.536 m

ie = -1.432 %

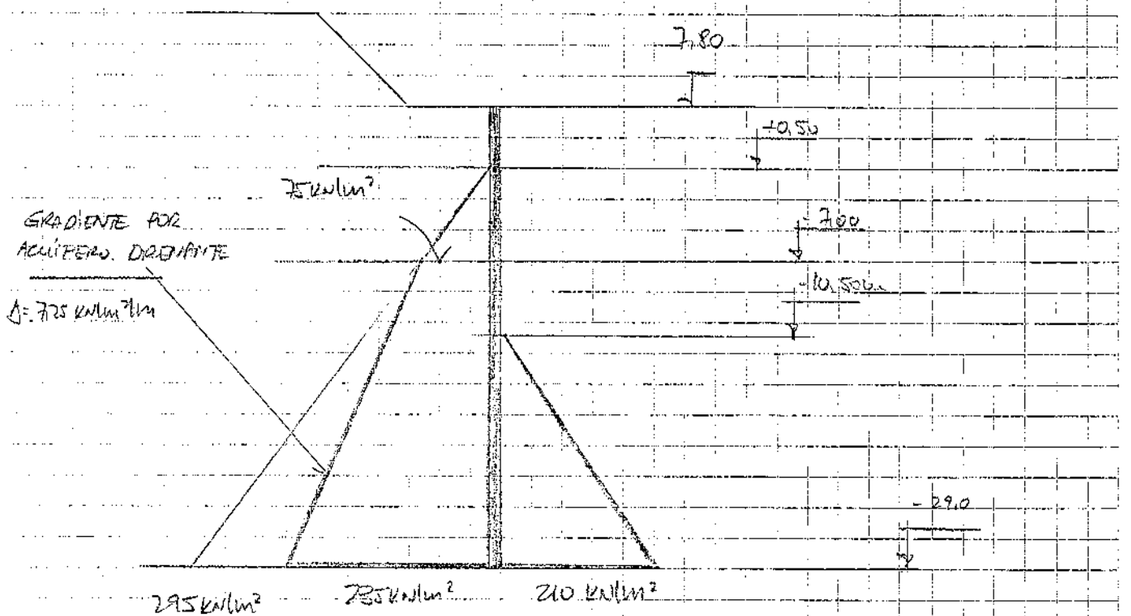
Kv = 20000

ΔPK = 180.01 - 88.08 = 91.93 m

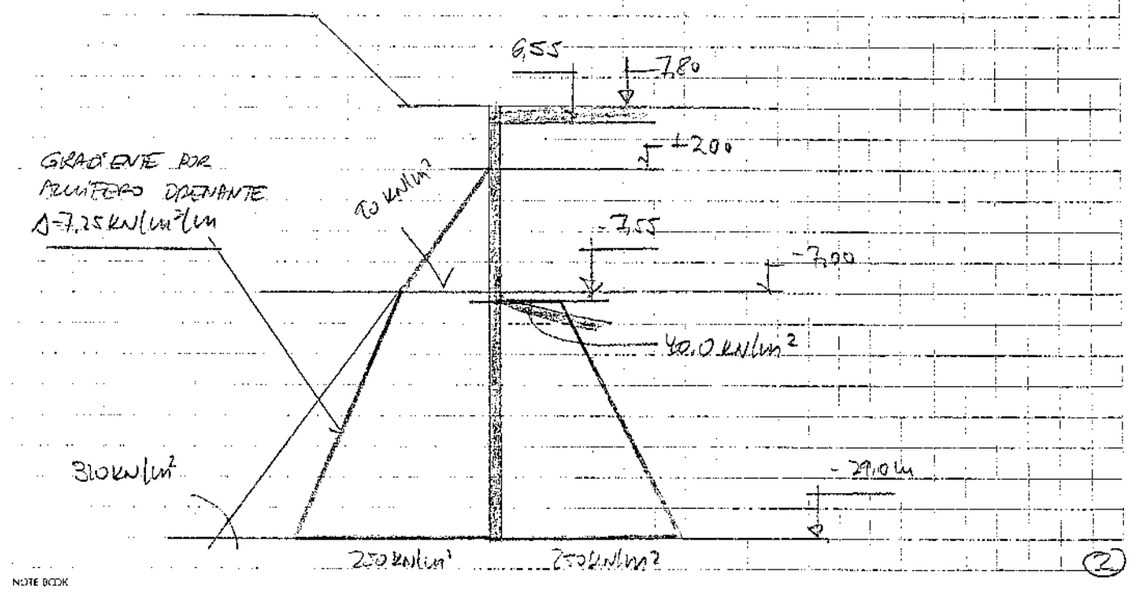
$$z_{180.01} = -4.536 - 91.92 \cdot \frac{1.432}{100} + \frac{91.93^2}{2 \cdot 20000} = -5.641 \quad (OK!)$$

PRESIONES DE AGUA

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



PRESIONES DE AGUA EN ESTADO DEFINITIVO (SUELDA MÁXIMA NF)



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DETALLADO:

Rampa desde el final del ramal al aeropuerto

i) 1ª excavación intermedia hasta z= -0,70 desde rampa

ii) Colocación de puntales definitivos desplazados temporalmente (en la cota z=+2,50) (Se han desplazado 1,30 m hacia arriba)

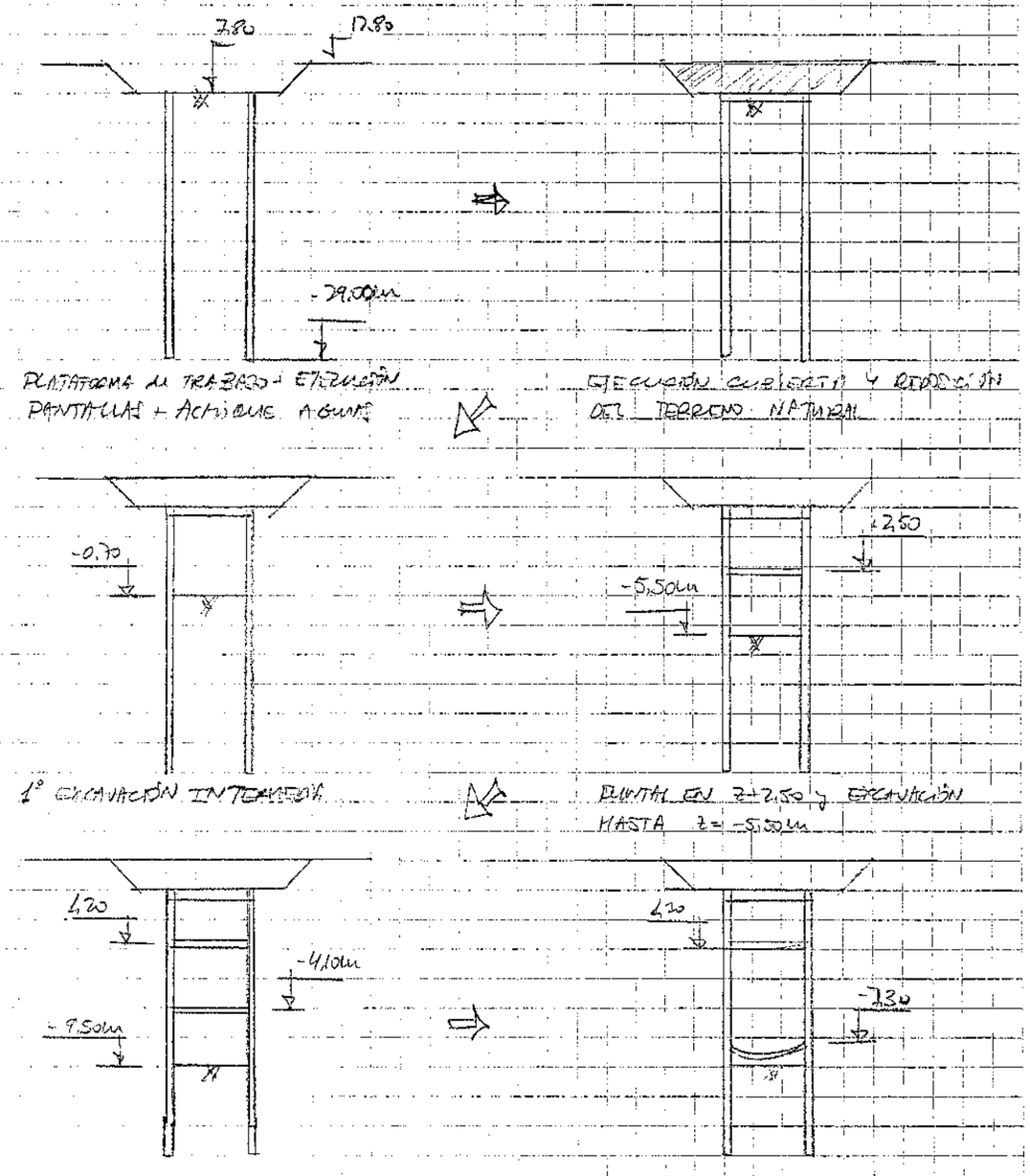
iii) 2ª excavación intermedia desde rampa

iv) Recolocación en posición original de puntales definitivos de Fase 4 zona B y colocación de puntales definitivos en Fase 5.

v) Retirada rampa desde lado caseta bifidual

vi) Colocación puntales provisionales y cerramiento para de excavación interior cauce en boca predicto

ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



Can Tunis 30-junio-05

- Cota carril en ramal (mínima) Z=-6.05m
- CME = -6.05 - 3,30 m = -9.35m (A forma -9.50m del lado seguro)

Archivo original: P2RA5MC.RD

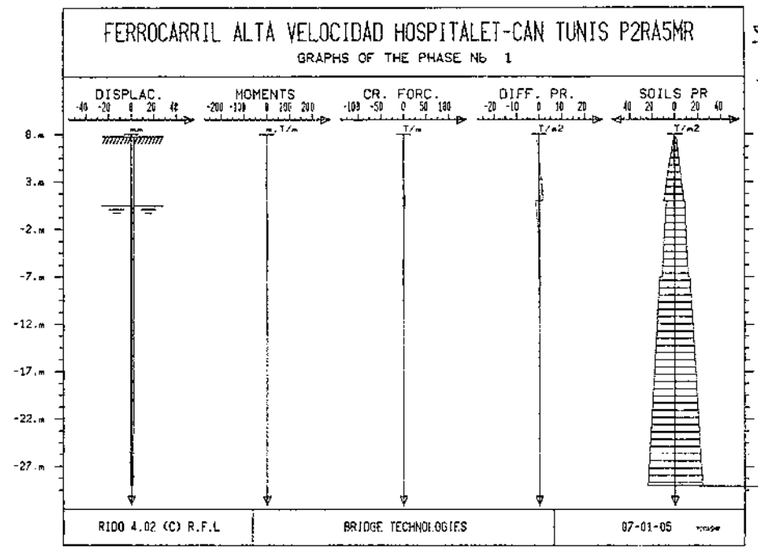
Archivo RAD: P2RA5MR.RD

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA5MR *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 4| FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* SECCION FINAL PK 0+180.01
* RAMPA DE ACCESO DESDE EL RAMAL AL AEROPUERTO✓
7.8✓
-29.0 1.0^3*2.726E6/12✓
12.80✓
* 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) 7.80✓
EXC(2) 7.80✓
SUB(1,1) 7.80 0.0 3.0 1.0✓
SUB(1,1) 7.80 3.0 4.0 2.0✓
SUB(1,1) 7.80 4.0 5.0 4.0✓
SUB(1,1) 7.80 5.0 6.0 6.0✓
SUB(1,1) 7.80 6.0 7.0 8.0✓
SUB(1,1) 7.80 7.0 8.0 10.0✓
SUB(1,1) 7.80 8.0 35.0 11.0✓
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -29.0 23.5✓
WAT(2) -10.5 0.0✓
WAT(2) -29.0 21.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 682000✓
SUB(1) 7.80 0.0 35.0 11.0✓
CAL✓
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70m
EXC(2) -0.70✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=2.5 Y EXCAVACION HASTA Z=-5.5
STR 2.5 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -5.50✓
CAL✓
* ETAPA 5: REUBICACION PUNTAL DEFINITVO, COLOCACION
* PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.10 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR(0,2)✓
STR 1.2 1.0 0.0 0.0 60500✓
STR -4.10 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -9.50✓
CAL✓
* ETAPA 6: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -7.30 1.0 0.0 0.0 130000✓
STR(0,4)✓
CAL✓
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
```

```
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -29.0 25.0✓
WAT(2,1) -7.55 0.0 4.0✓
WAT(2) -29.0 25.0✓
CAL ✓
* ETAPA 8: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12✓
STR(0,1)✓
STR(0,5)✓
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*682000✓
STR -7.80 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL  -7.20
END
STA
EVP
STOP
```

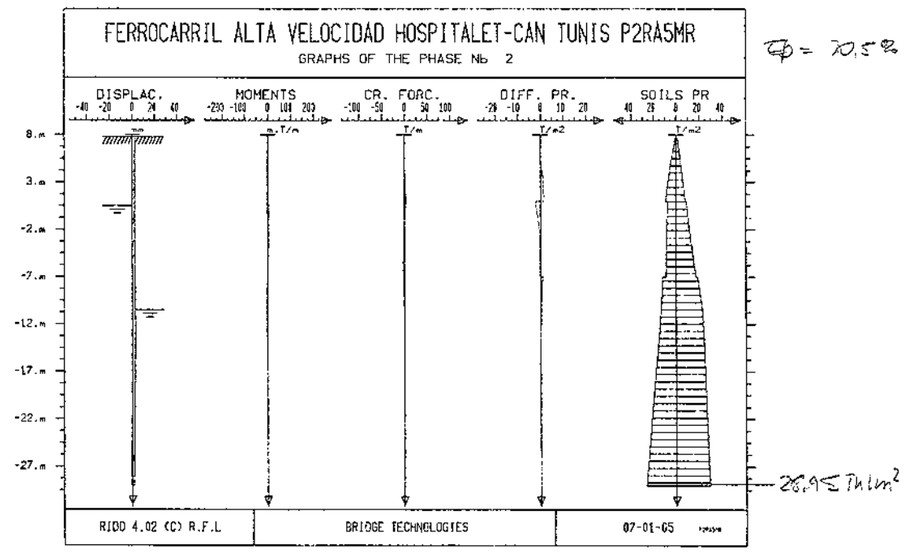
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) ~~SECCIÓN INICIAL 706+538.55~~ SECCIÓN FINAL 04+180.0
FASE 4. RAMAL AEROPUERTO. RAMPA DE ENTRADA

ESTADO PREVIO:



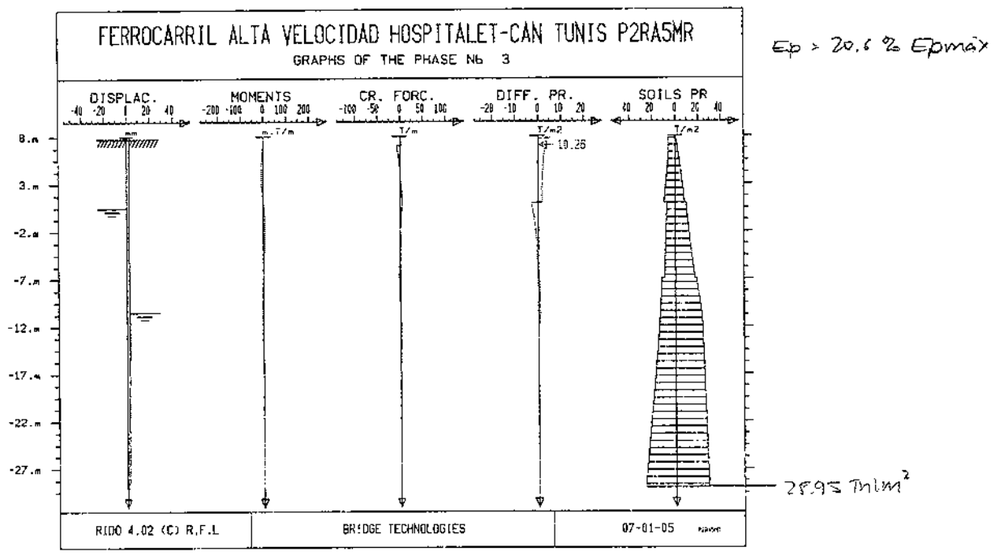
Se moviliza el 19,5% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

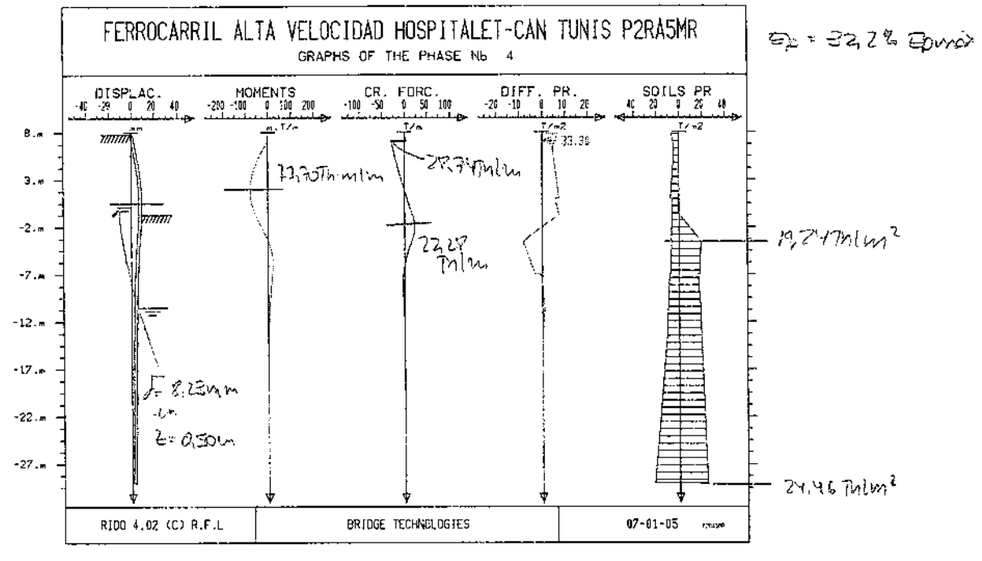


Φ = 20,5% E_{pmax}

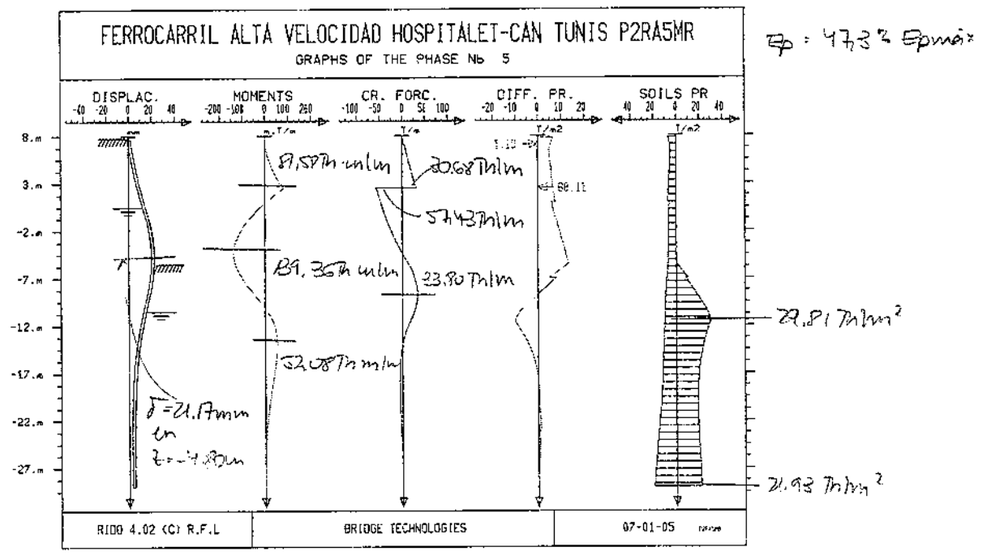
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



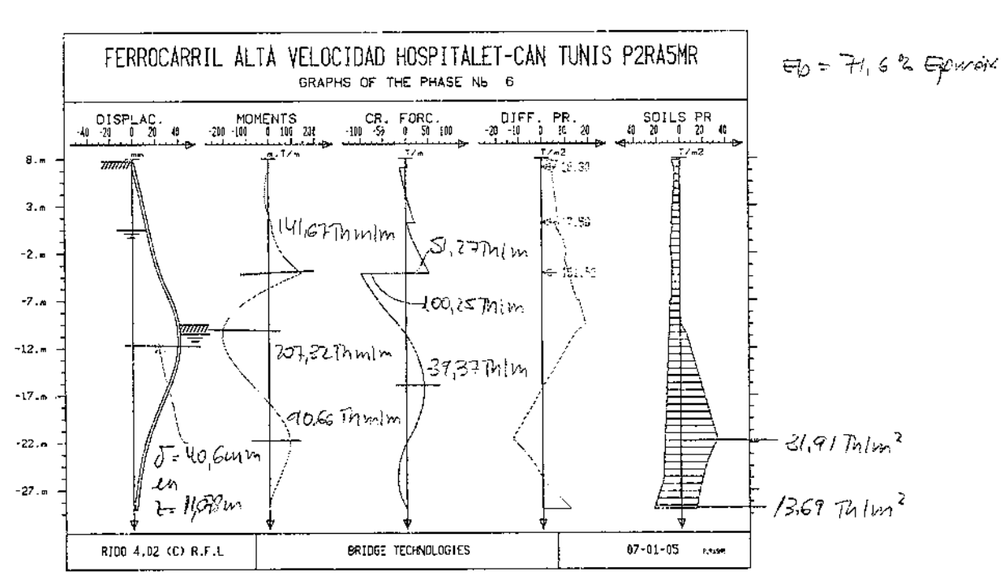
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:



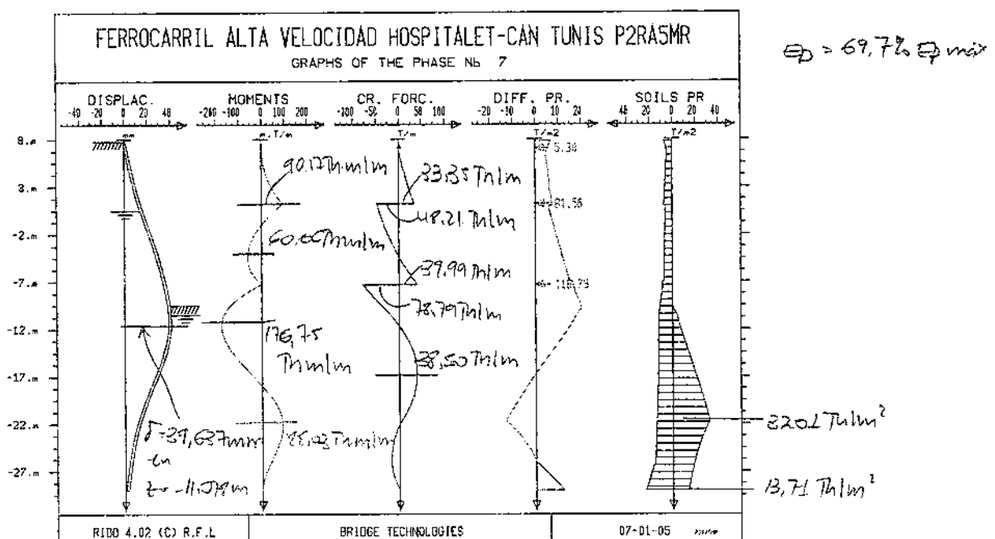
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+2.50 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-5.50:



REUBICACIÓN PUNTAL DEFINITIVO EN Z=1.20, COLOCACIÓN PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.10 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:

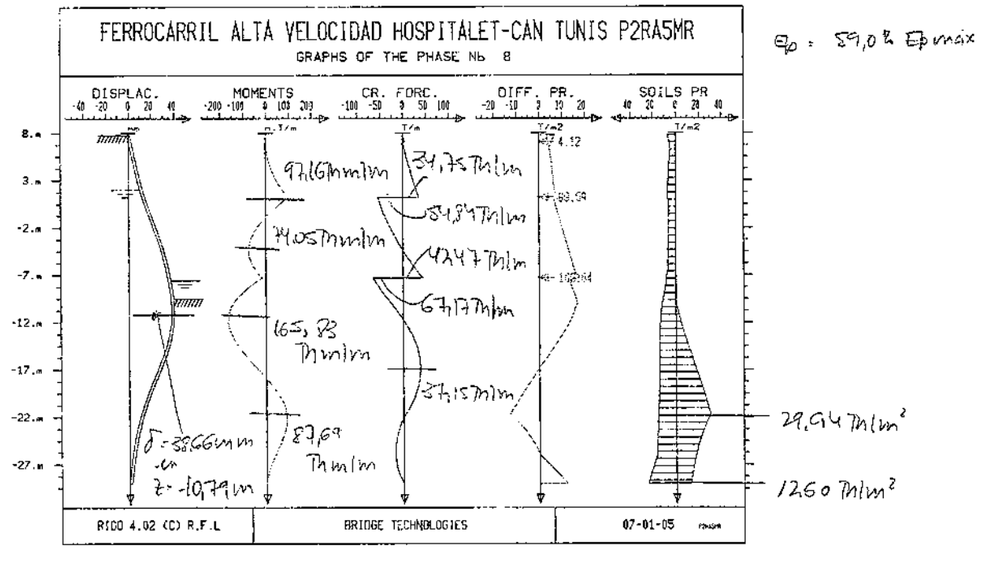


EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



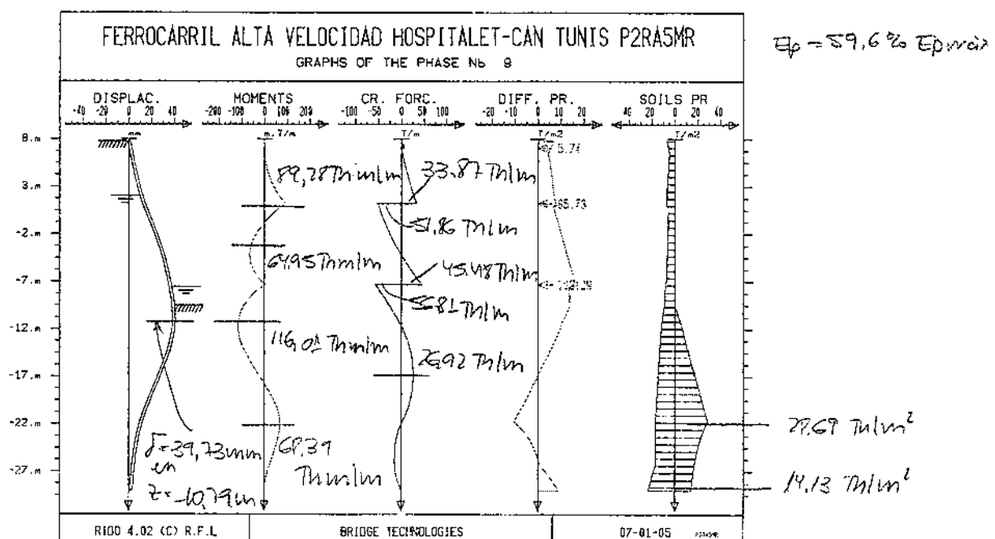
Ep = 69,7% Ep max

SUBIDA DEL NF:



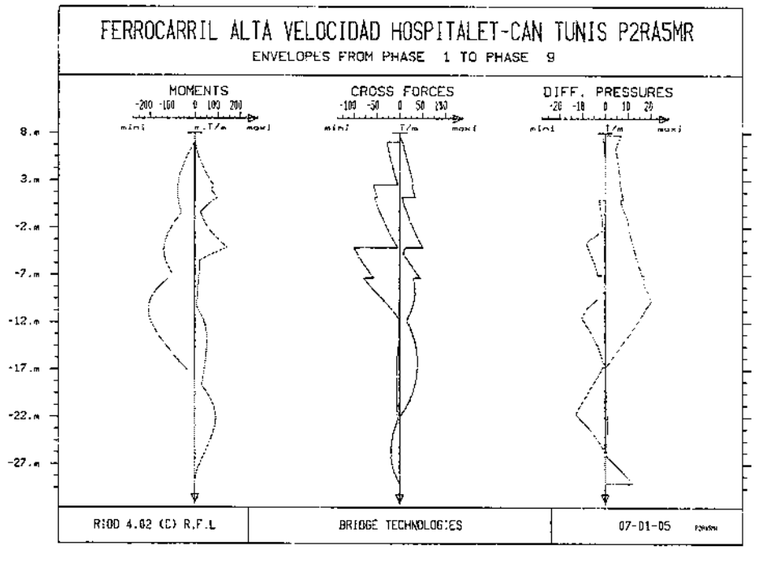
Ep = 59,0 % Ep max

FLUENCIA:



Ep = 59,6 % Ep max

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ARMADO:

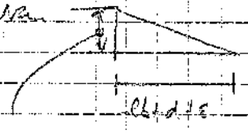
INTRADÓS FLEXIÓN

- Momento último con (6+6+2) Φ32
  - A_s = 112,588 cm²/m
  - m_u = 3315,23 KN·m/m
  - $m_{adm} = m_{u,k}$ = 2210,15 KN·m/m
- Momento último con (6+6) Φ32
  - A_s = 96,504 cm²/m
  - m_u = 2945,19 cm²/m
  - $m_{adm} = m_{u,k}$ = 1963,46 KN·m/m
- Momento último con 6Φ32 + 6Φ25
  - A_s = 77,706 cm²/m
  - m_u = 2468,96 KN·m/m
  - $m_{adm} = m_{u,k}$ = 1645,97 KN·m/m
- Momento último con (6+6) Φ25
  - A_s = 58,908 cm²/m
  - m_u = 1945,58 KN·m/m
  - $m_{u,k} = m_{adm}$ = 1297,05 KN·m/m
- Momento último con 6Φ25
  - A_s = 29,454 cm²/m
  - m_u = 1081,9 KN·m/m
  - m_{adm}; $m_{u,k}$ = 721,27 KN·m/m
- Momento último con 4·Φ25
  - A_s = 19,636 cm²/m
  - m_u = 734,13 KN·m/m, $m_{adm} = m_{u,k}$ = 489,42 KN·m/m

TRASDÓS FLEXIÓN

- Momento último con (6+5) Φ32 pml
  - A_s = 88,462 cm²/m
  - m_u = 2747,28 KN·m/m
  - $m_{adm} = m_{u,k}$ = 1831,5 KN·m/m
- Momento último con (6Φ25 + 5Φ32) pml
  - A_s = 69,664 cm²/m
  - m_u = 2250,93 KN·m/m
  - $m_{adm} = m_{u,k}$ = 1500,55 KN·m/m
- Momento último con (6 Φ32) pml
  - A_s = 48,252 cm²/m
  - m_u = 1711,96 KN·m/m
  - $m_{u,k} = m_{adm}$ = 1141,31 KN·m/m
- Momento último con 6Φ25 pml en bordón
  - A_s = 29,454 cm²/m
  - m_u = 1081,9 KN·m/m
  - $m_{u,k}$ = 721,3 KN·m/m

Nota: los momentos admisibles a lo largo del dado seguro considerando anclaje + dialaje + cual pensamiento en realidad en el anclaje se tiene una variación lineal. Hasta el final de la barra



Capacidad mecánica íntegra

Cano Manuel

1-MA10-05

CONTINUACIÓN

- Cortante último con acero Φ20

A_s = 33,515 cm²/m

- Cortante último con cercos Φ12

A_s = (6 Φ12 + 6 Φ16) cercos mínimo A_s = 58,90 cm²/m

V_u = 1408,12 kN/m

V_{nk} = 938,75 kN/m

- Cortante último con cercos Φ12

A_s = 12,057 cm²/m

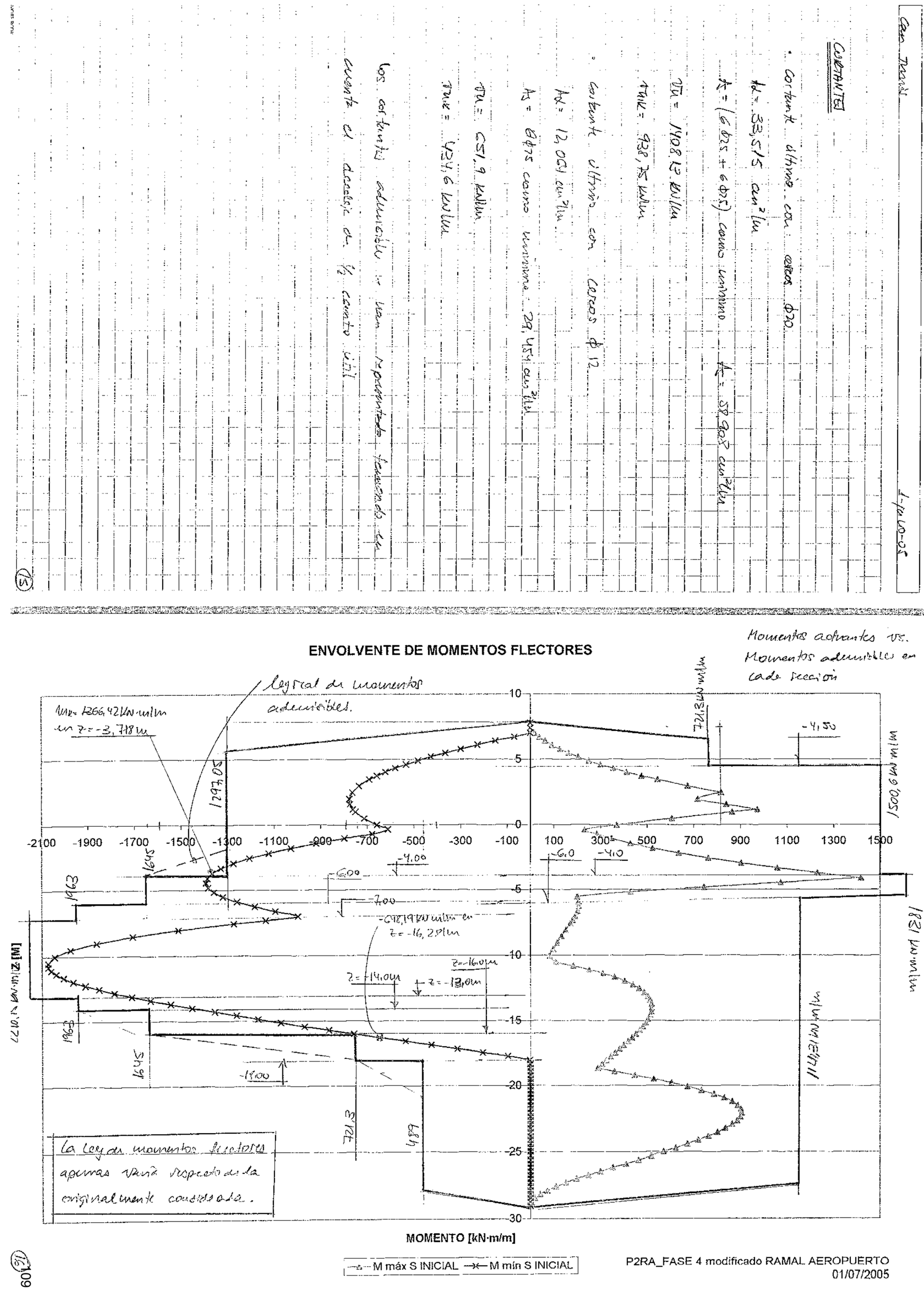
A_s = 6Φ12 cercos mínimo 28,454 cm²/m

V_u = 651,9 kN/m

V_{nk} = 434,6 kN/m

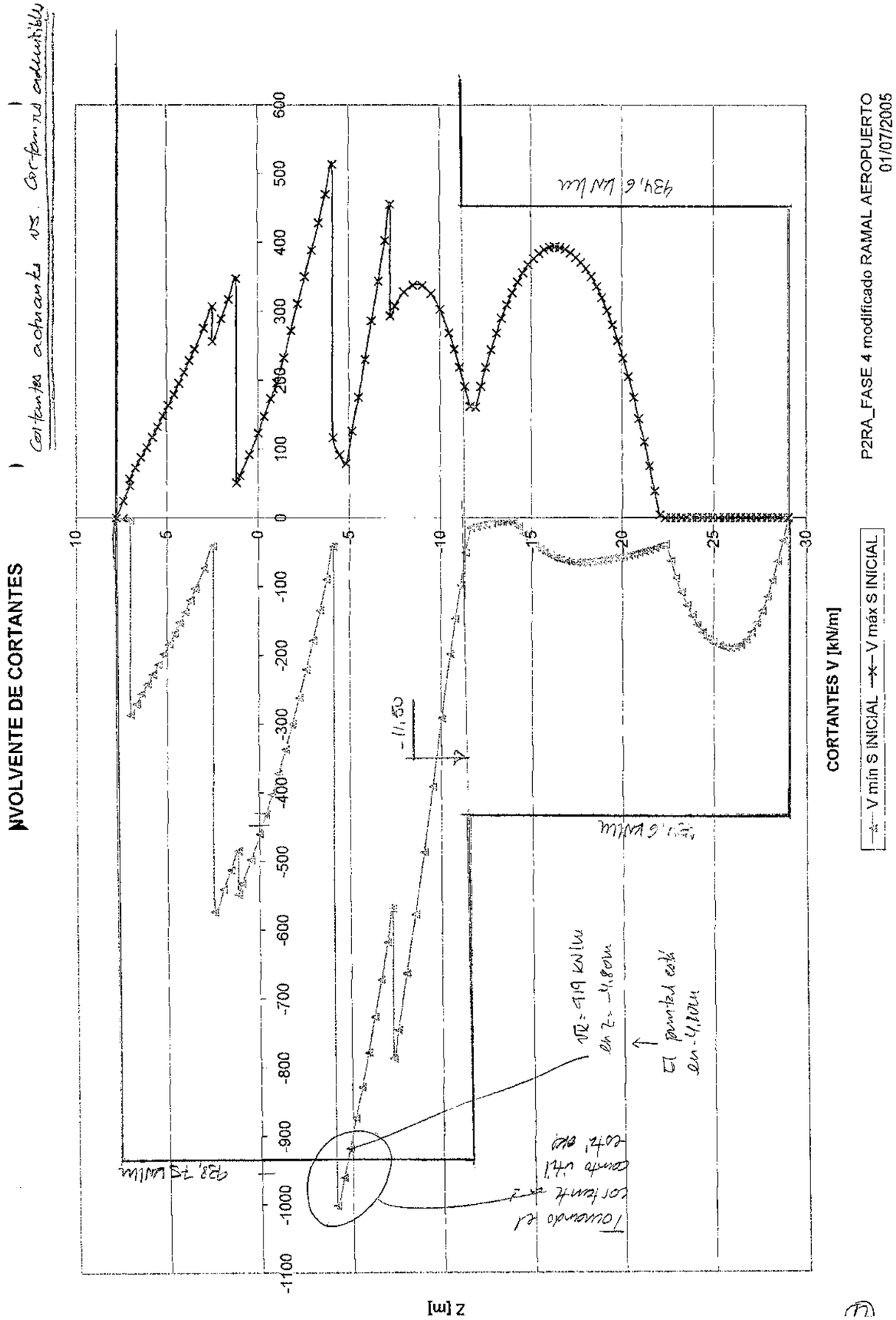
Los cortantes admisibles se han interpolado linealmente entre los cuantos de acero mínimo y 1/2 cuanto útil

Momentos actuantes vs. Momentos admisibles en cada sección



La ley de momentos flectores apenas varía respecto de la originalmente considerada.

P2RA_FASE 4 modificado RAMAL AEROPUERTO
01/07/2005



Car Tunais 30-junio-05

CAMBIO COTA PUNTALES FASE 5

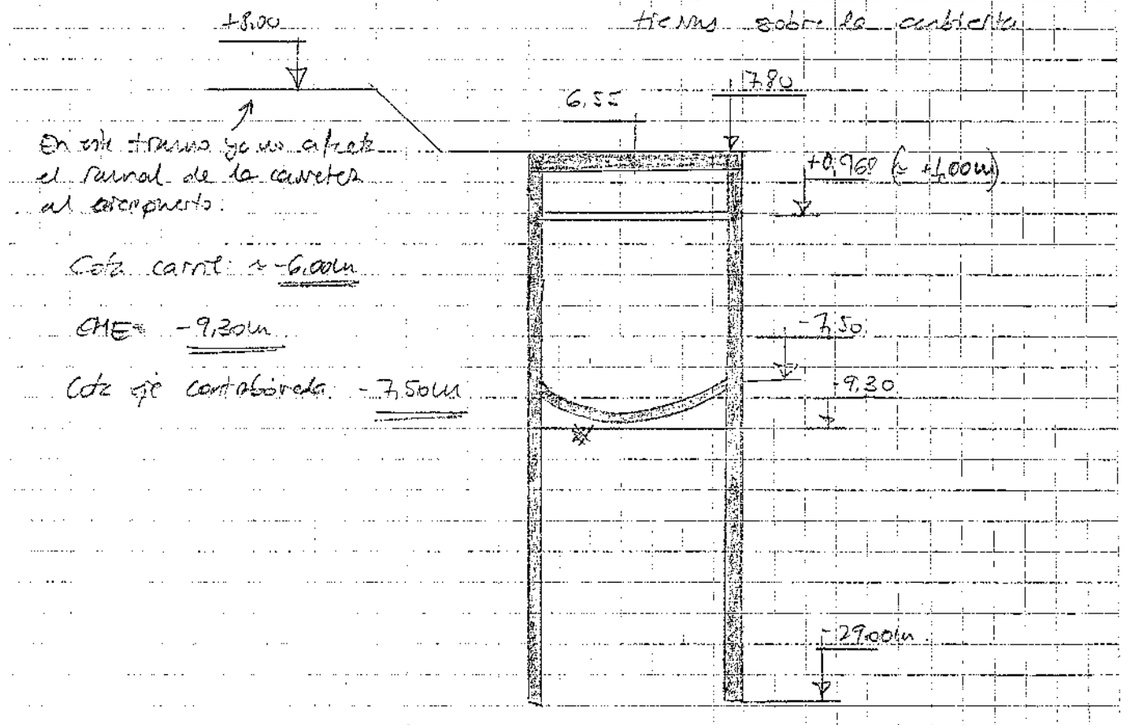
Cambio en la cota de puntales para poder hacer rampa de entrada desde el final del ramal de aeropuerto

→ Se ponen los puntales definitivos después de alcanzar la cota de 1ª excavación interior de z= -1,50.

Se considera excavación hasta z= -2,00m

SECCIÓN TRANSVERSAL: PK ramal = 0+780m

Se considera un relleno de 1,00m de tierras sobre la carretera



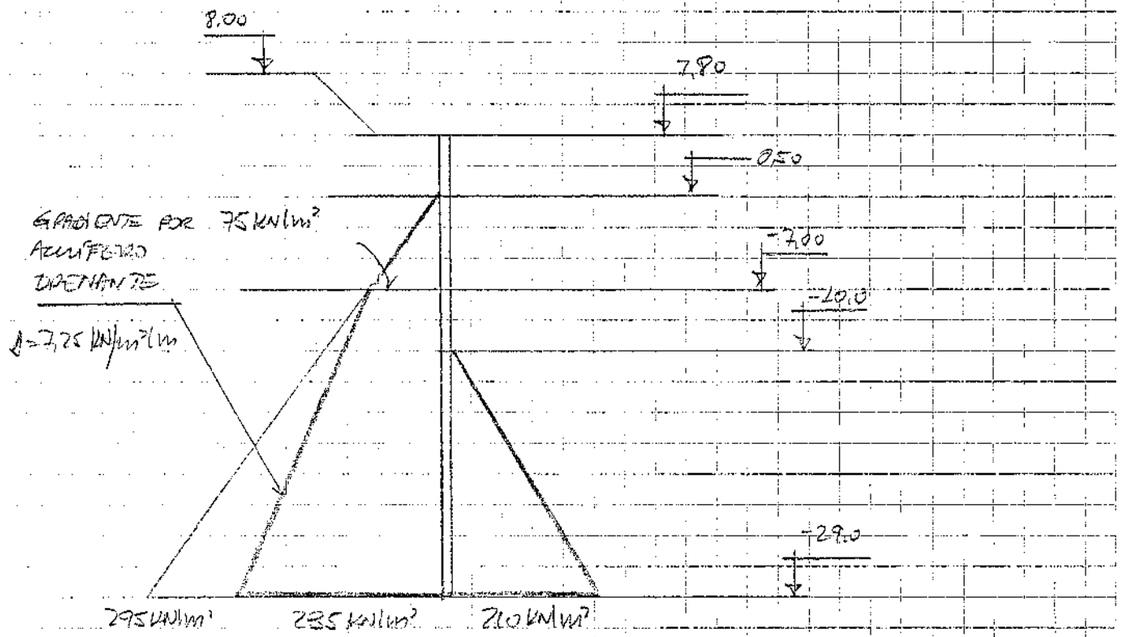
Archivo original: P2RAGMC.RD

Archivo RIDO: P2RAGMR.RD

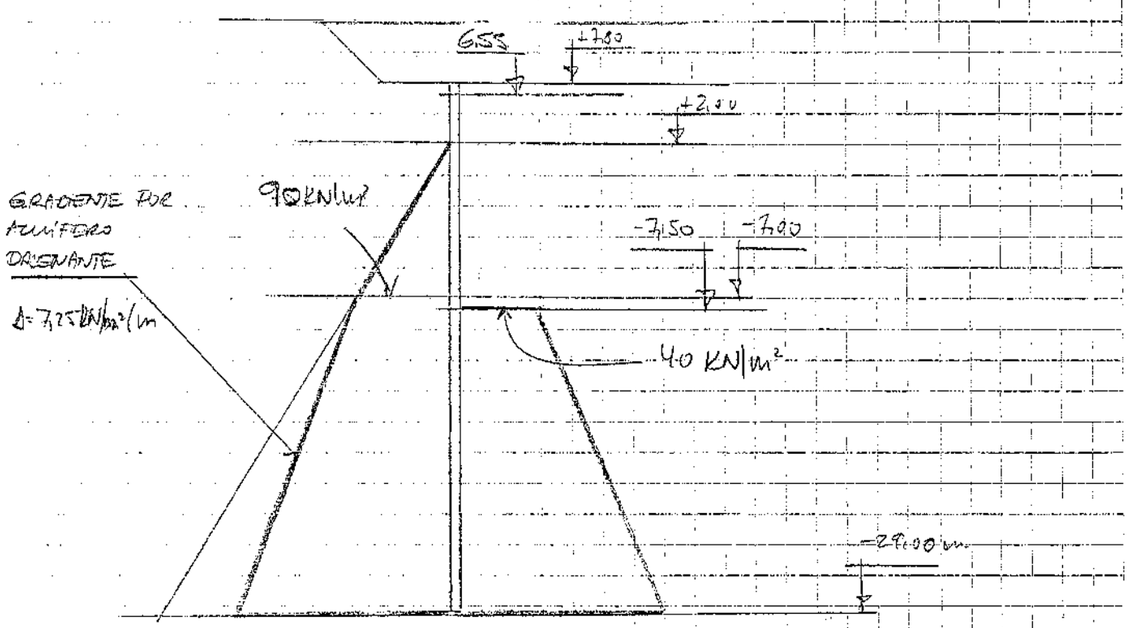
En este tramo ya no afecta el terraplén del ramal de la carretera → es mucho más favorable

LEYES de PRESIONES de AGUAS

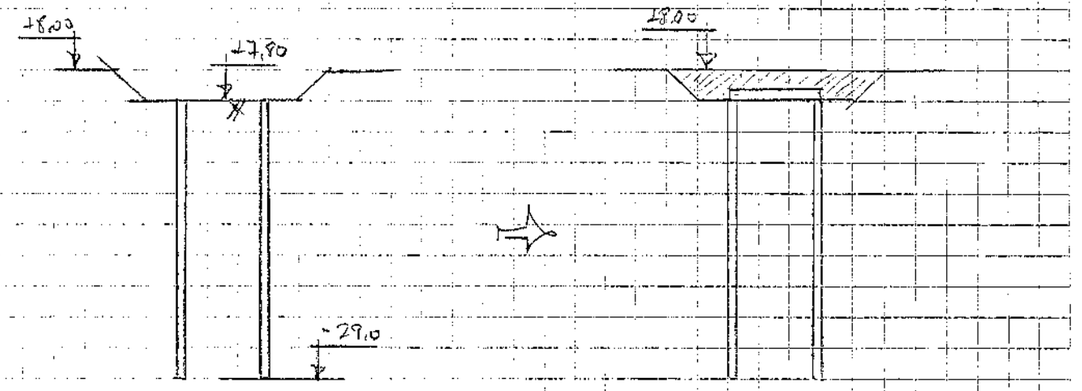
Se mantiene el mismo esquema de aquiges de agua entre pantallas que en el tramo de PANTALLAS



PRESIONES DE AGUA EN ESTADO DEFINITIVO (SUBIDA MÁXIMA N77)

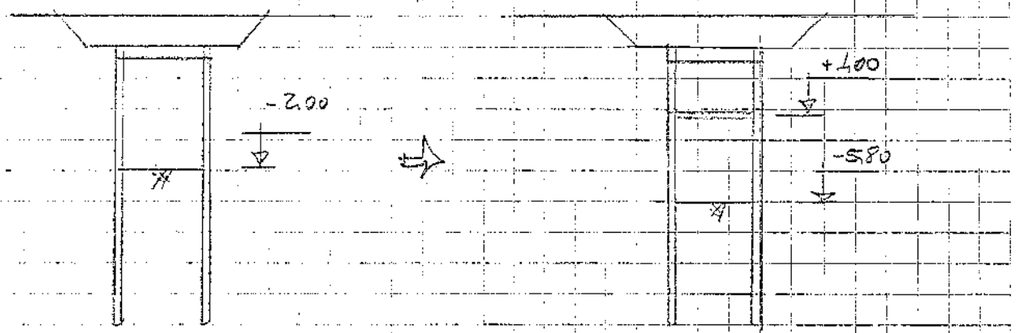


PROCESO CONSTRUCTIVO



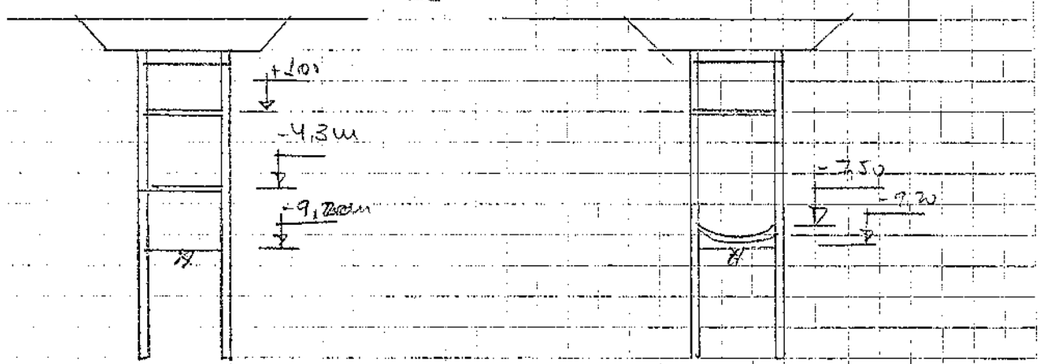
PLATAFORMA DE TRABAJO + EJECUCIÓN PANTALLAS + ACHIQUE AGUAS

EJECUCIÓN CUBIERTA Y REFUERZO DEL TERRENO NATURAL



EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z= -2.00m

INSTALACIÓN PUNTALES DEFINITIVOS Y 2ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA

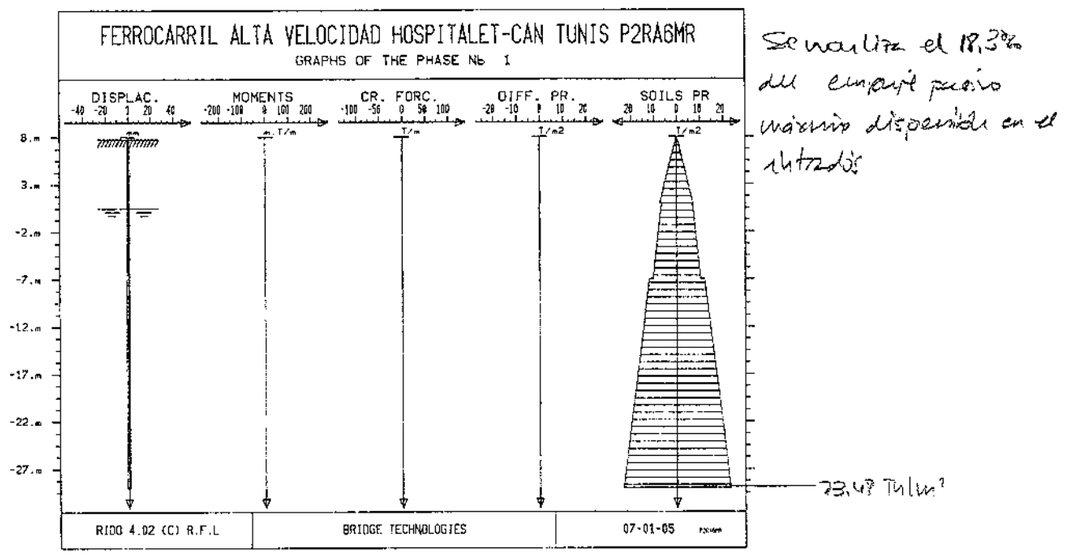


INSTALACIÓN PUNTALES PROVISIONALES Y EXCAVACIÓN HASTA COTA

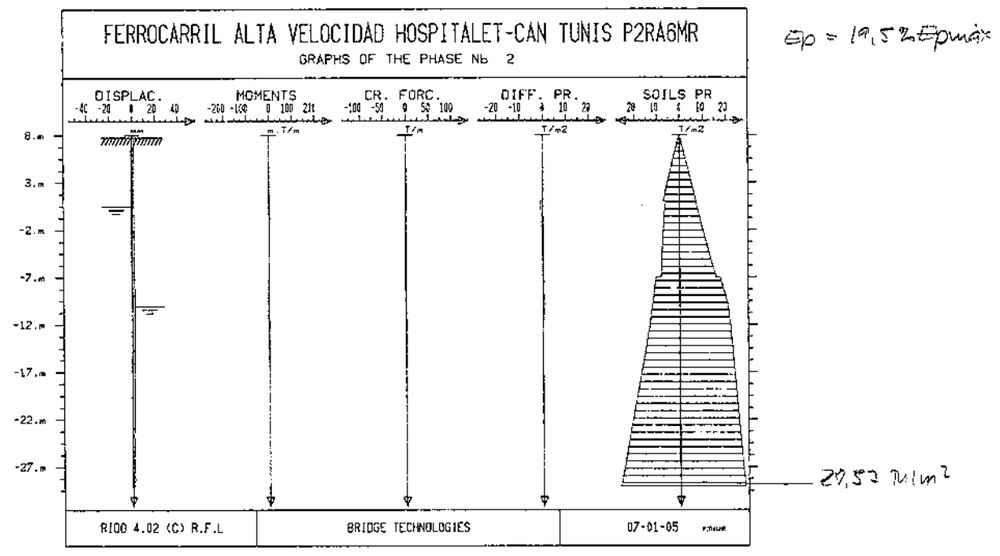
EJECUCIÓN CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN FINAL 0+200
FASE 5. RAMAL AEROPUERTO. RAMPA DE ENTRADA

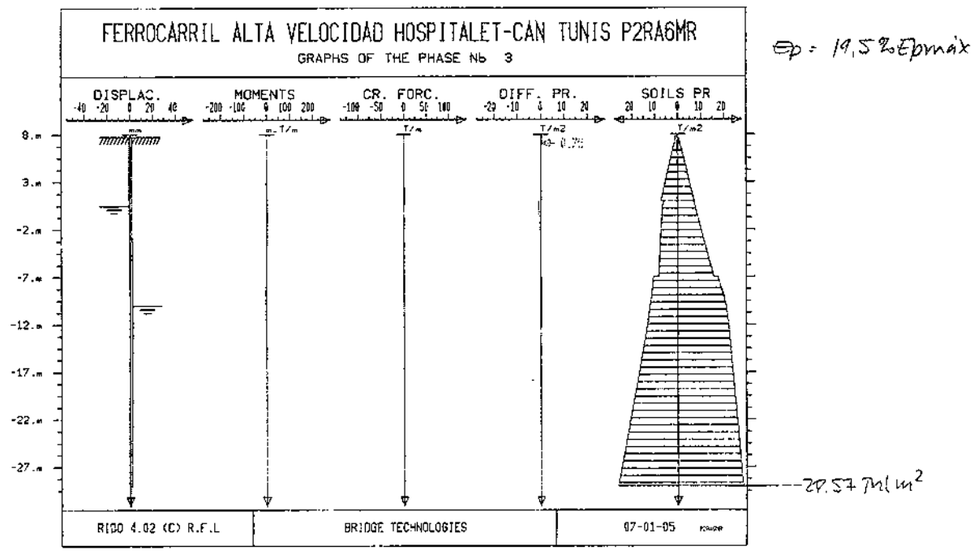
ESTADO PREVIO:



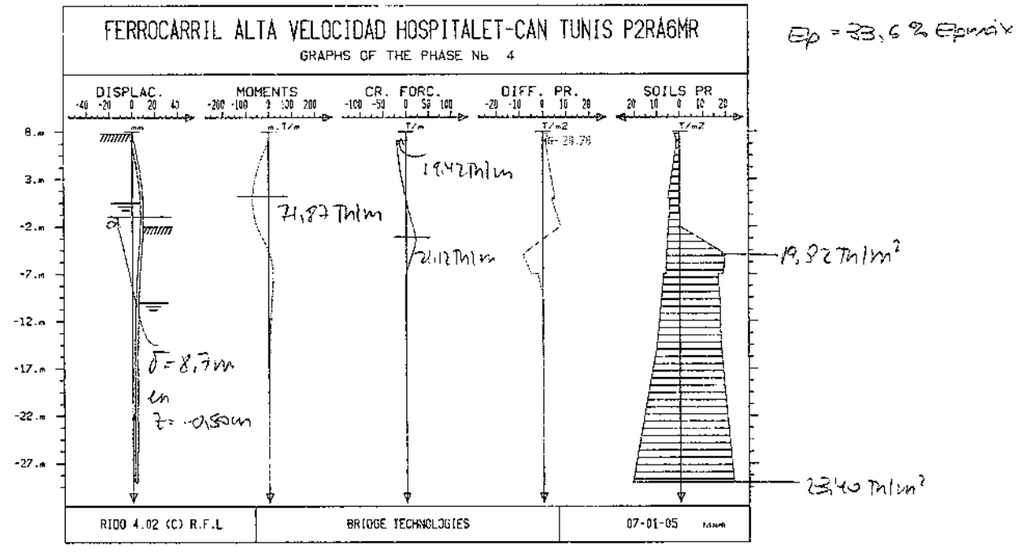
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



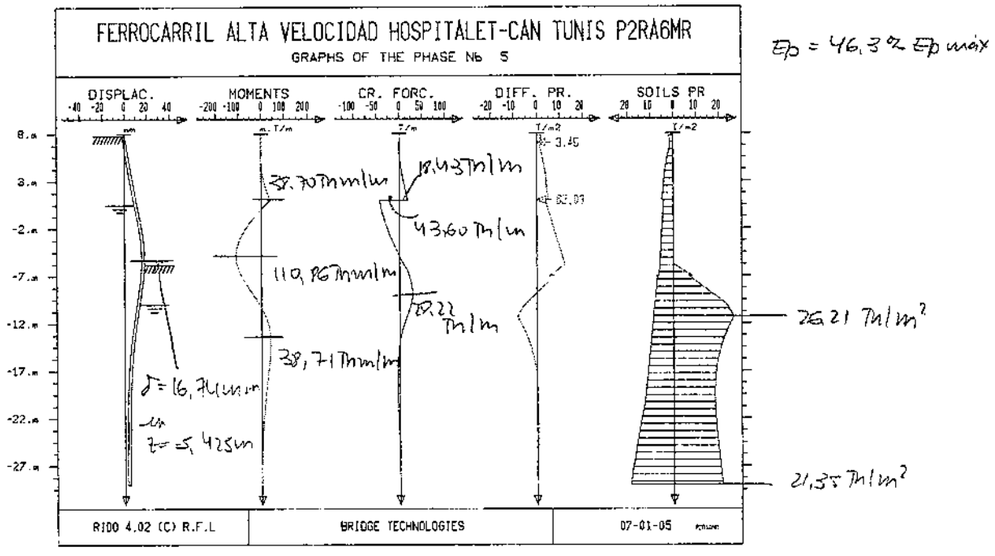
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



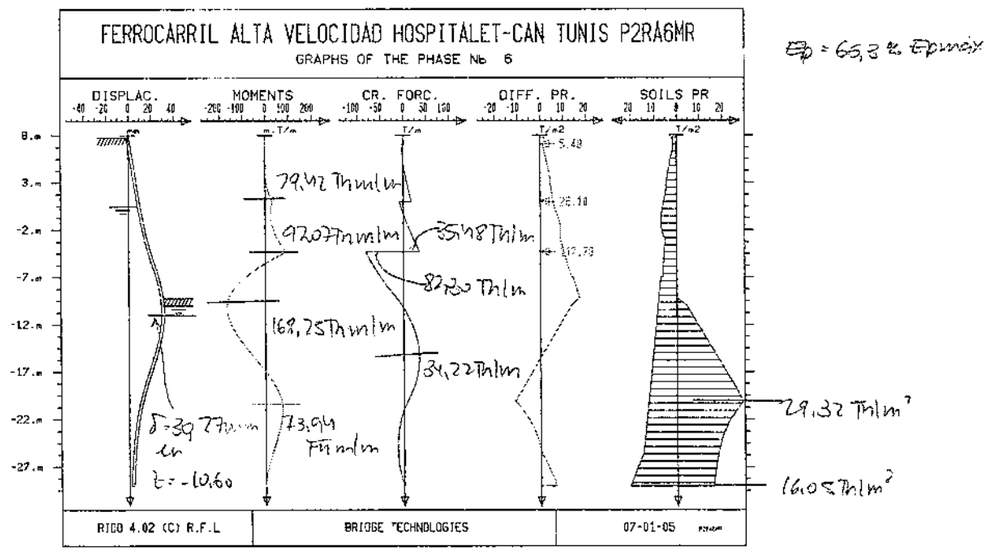
EXCAVACIÓN HASTA Z=-2.0m:



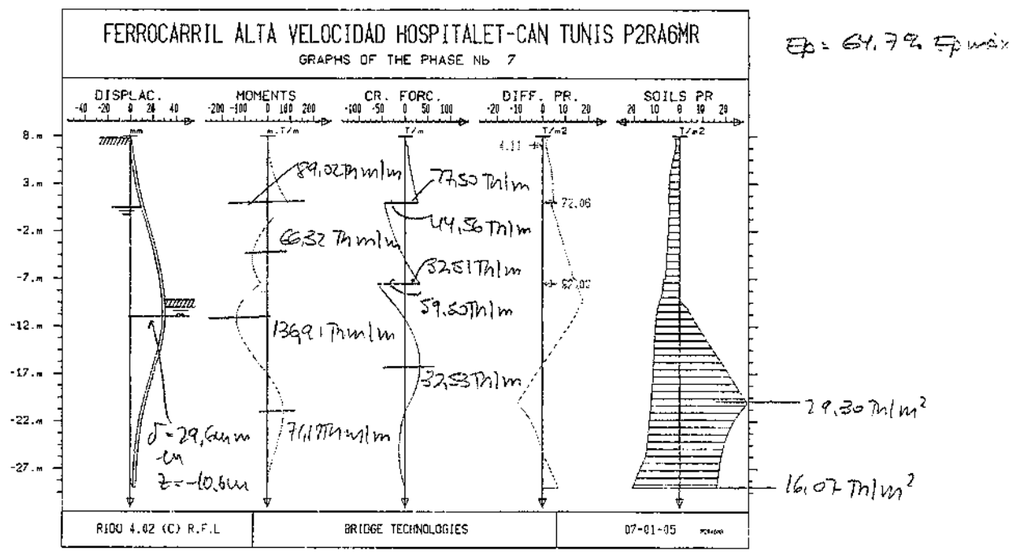
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+1.00 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-5.80:



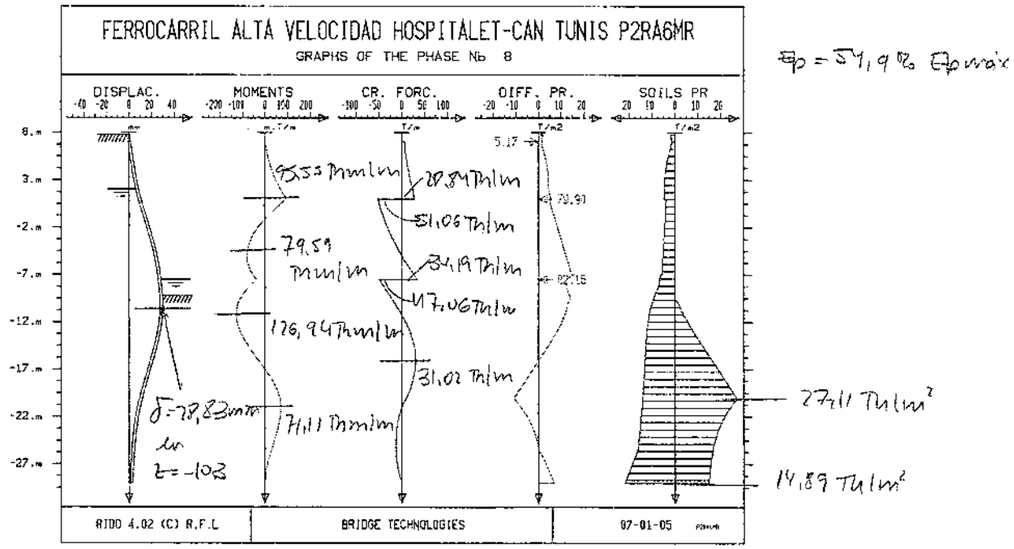
COLOCACIÓN PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.30 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



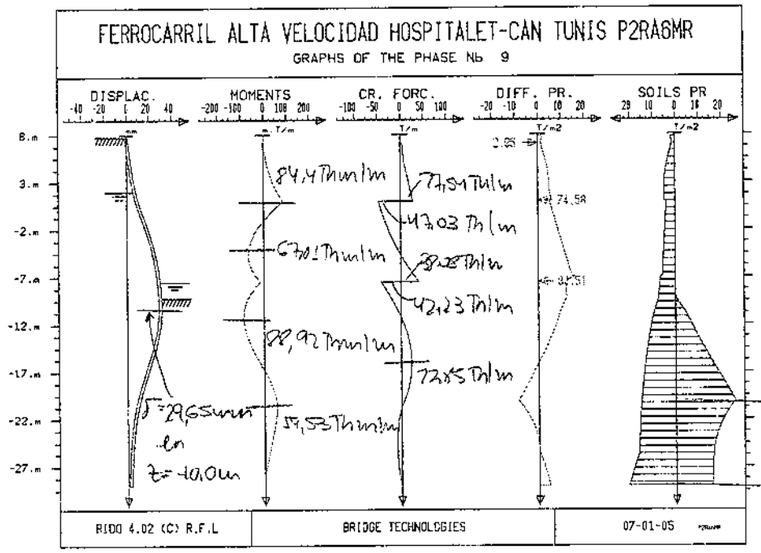
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



SUBIDA DEL NF:

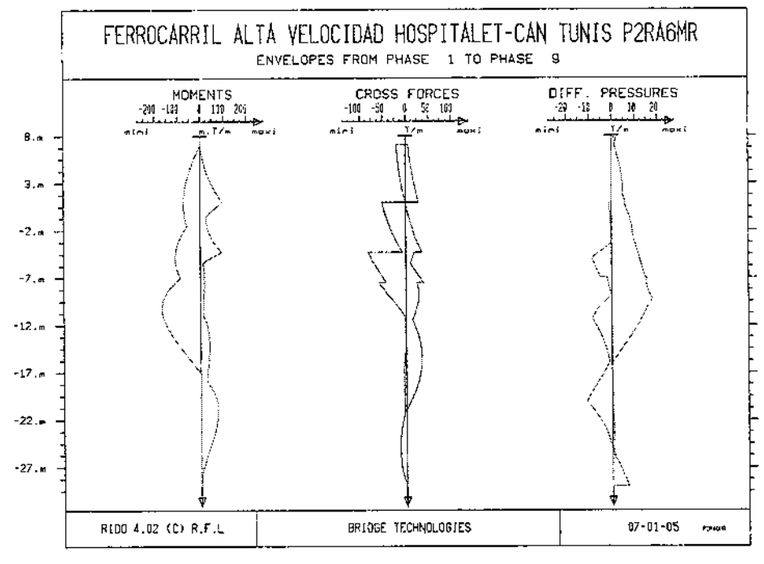


FLUENCIA:



$\varepsilon_0 = 35.3\% \; \varepsilon_{pmáx}$

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

Can Tunis 1-julio-05

ARMADO

I) FLEXIÓN

IA) INTERIORES

- Momento último con (6+6+2) Ø32

A_s = 112,588 cm²/m

m_{um} = 3315,23 KN·m/m

$m_{adm} = m_{umk}$ = 2210,15 KN·m/m

- Momento último con (6+6) Ø32

A_s = 96,504 cm²/m

m_{um} = 2945,19 KN·m/m

$m_{adm} = m_{umk}$ = 1963,5 KN·m/m

- Momento último con 6Ø32 + 6Ø25

A_s = 77,706 cm²/m

m_{um} = 2468,96 KN·m/m

$m_{adm} = m_{umk}$ = 1645,97 KN·m/m

- Momento último con (6+6) Ø25

A_s = 58,908 cm²/m

m_{um} = 1995,58 KN·m/m

$m_{adm} = m_{umk}$ = 1297,05 KN·m/m

- Momento último con 6Ø25

A_s = 29,454 cm²/m

m_{um} = 1081,9 KN·m/m

$m_{adm} = m_{umk}$ = 721,27 KN·m/m

- Momento último con 4Ø25

A_s = 19,636 cm² m_{um} = 734,13 KN·m/m; m_{umk} = 489,42 KN·m/m

II) TRASDÓS

- Momento último con (6+6) Ø32

  A_s = 96,504 cm²/m

  v_{um} = 2945,12 KN·m/m

  $v_{madm} = v_{muk}$ = 1963,41 KN·m/m

- Momento último con 6 Ø32

  A_s = 48,252 cm²/m

  v_{um} = 1627,95 KN·m/m

  v_{muk} = 1085,3 KN·m/m (= v_{madm})

- Momento último con 6Ø32 + 6Ø25

  A_s = 77,706 cm²/m

  v_{um} = 2468,96 KN·m/m

  $v_{madm} = v_{muk}$ = 1645,97 KN·m/m

- Momento último con 6Ø25

  A_s = 29,454 cm²/m

  v_{um} = 1081,9 KN·m/m

  v_{muk} = 721,3 KN·m/m

II) CORTANTE

- Cortante último con cercos Ø20

  A_d = 33,51 cm²/m/m

  A_s = (6+6) Ø25 pral como mínimo

  A_s = 58,908 cm²/m

  τ_u = 1407,96 KN/m

  τ_{uk} = 938,64 KN/m

- Cortante último con cercos Ø12

  A_d = 12,061 cm²/m/m

  A_s = (6 Ø25 pral) como mínimo A_s = 29,454 cm²/m

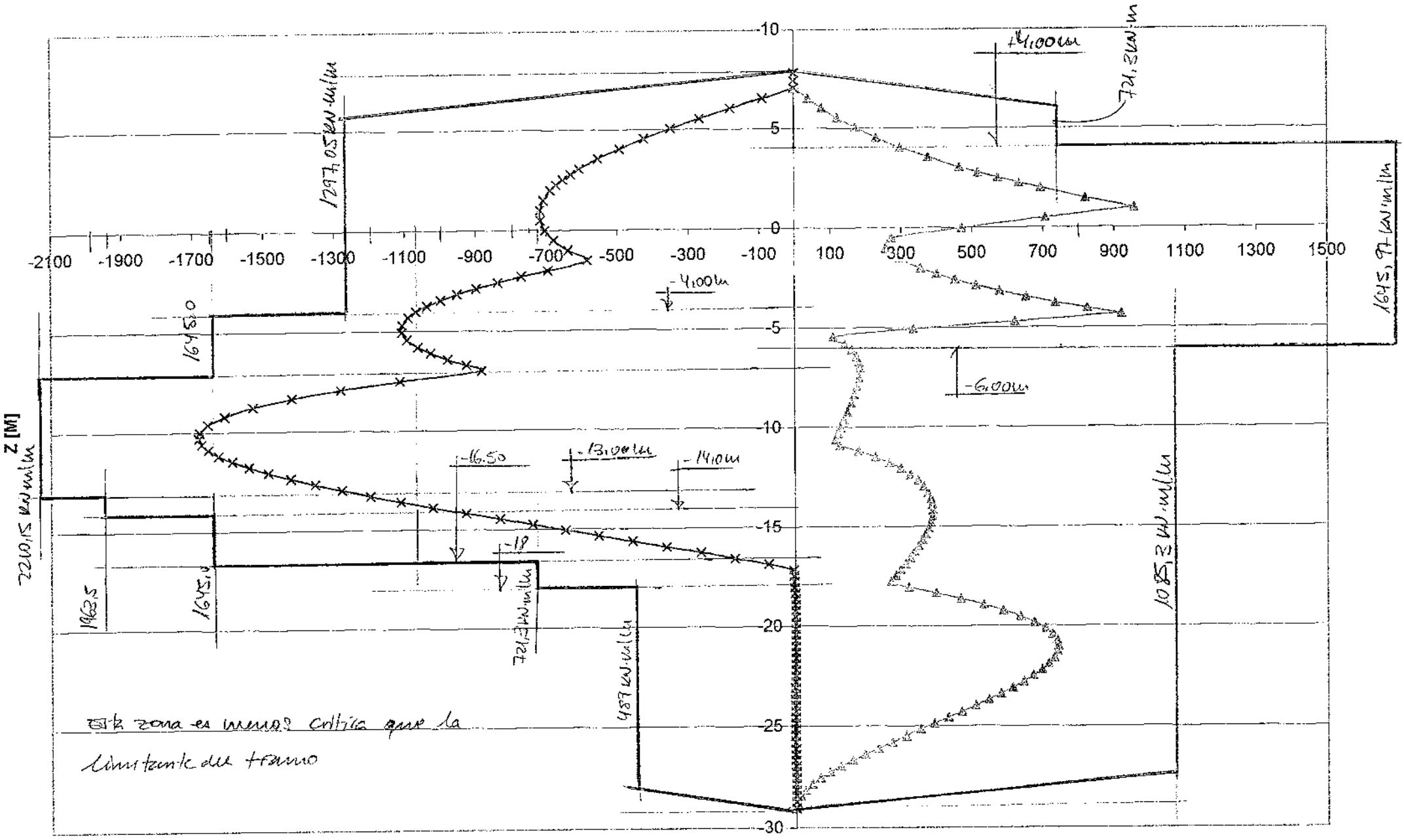
  τ_u = 651,77 KN/m

  τ_{uk} = 434,51 KN/m

Los cortantes admisibles se han reducido teniendo en cuenta el descalce de ½ canto útil

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

Momentos actuantes vs Momentos resistentes

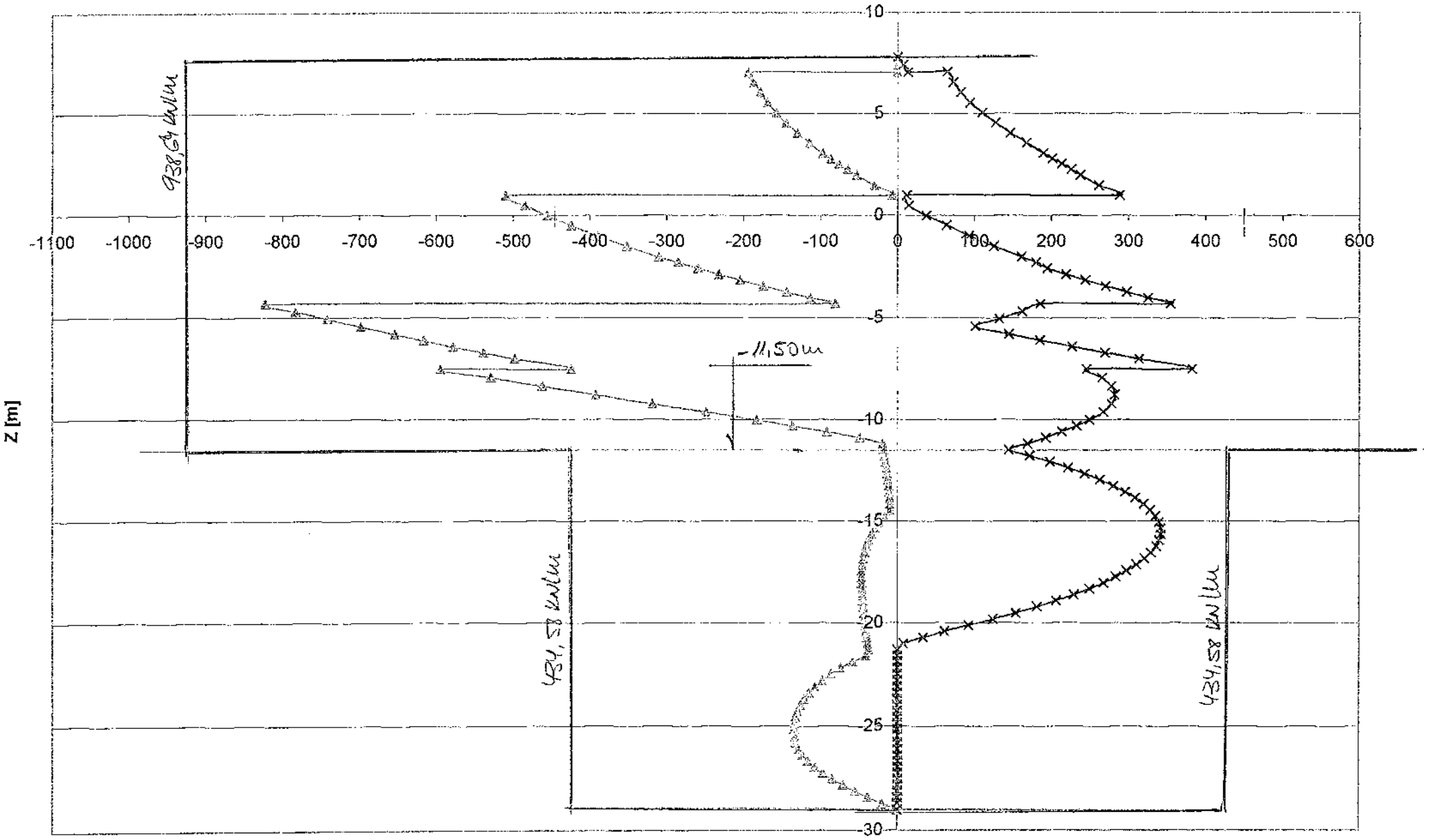


MOMENTO [kN·m/m]

→☆← M máx S INICIAL →✕← M mín S INICIAL

P2RA_FASE 5 modificado RAMAL AEROPUERTO
01/07/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

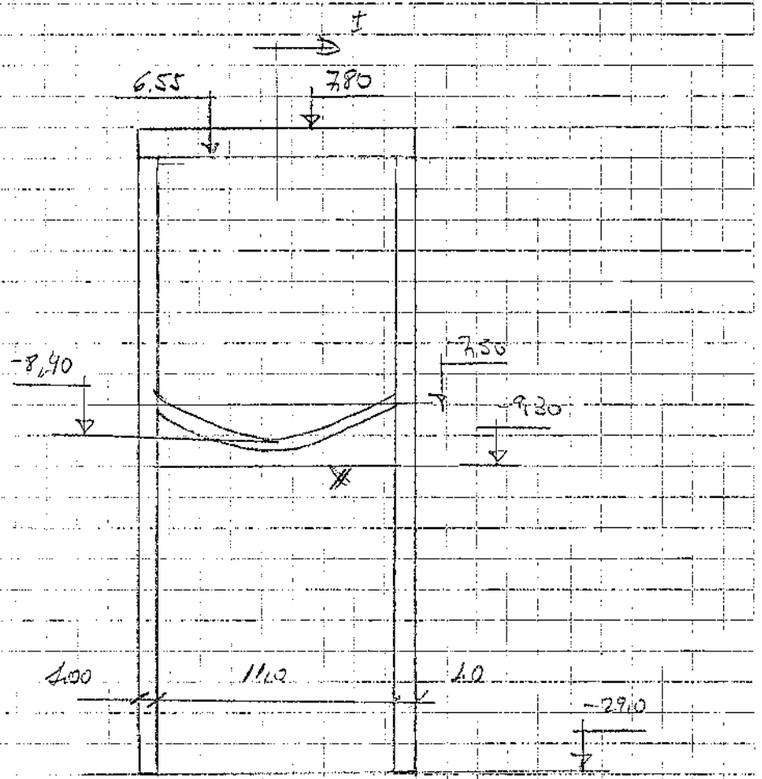
—△— V mín S INICIAL →✕← V máx S INICIAL

P2RA_FASE 5 modificado RAMAL AEROPUERTO
01/07/2005

Can Tunis 1-julio-05

PANTALLA de CIERRE

Geometría



Aranjuez RIO

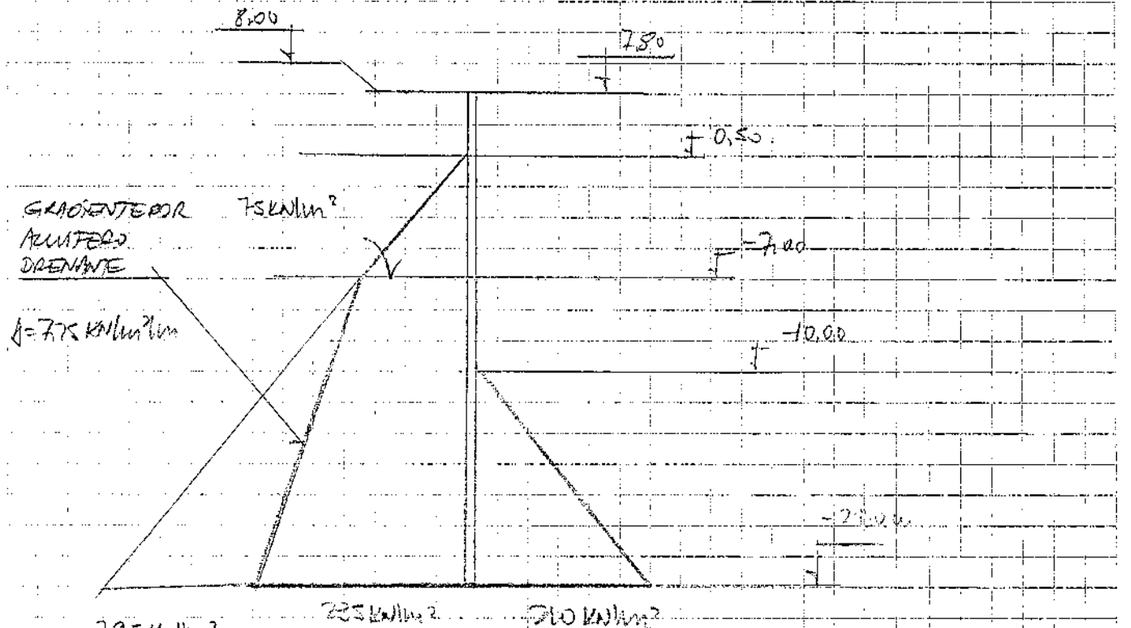
PC RA. RIO

SECCIÓN I-I

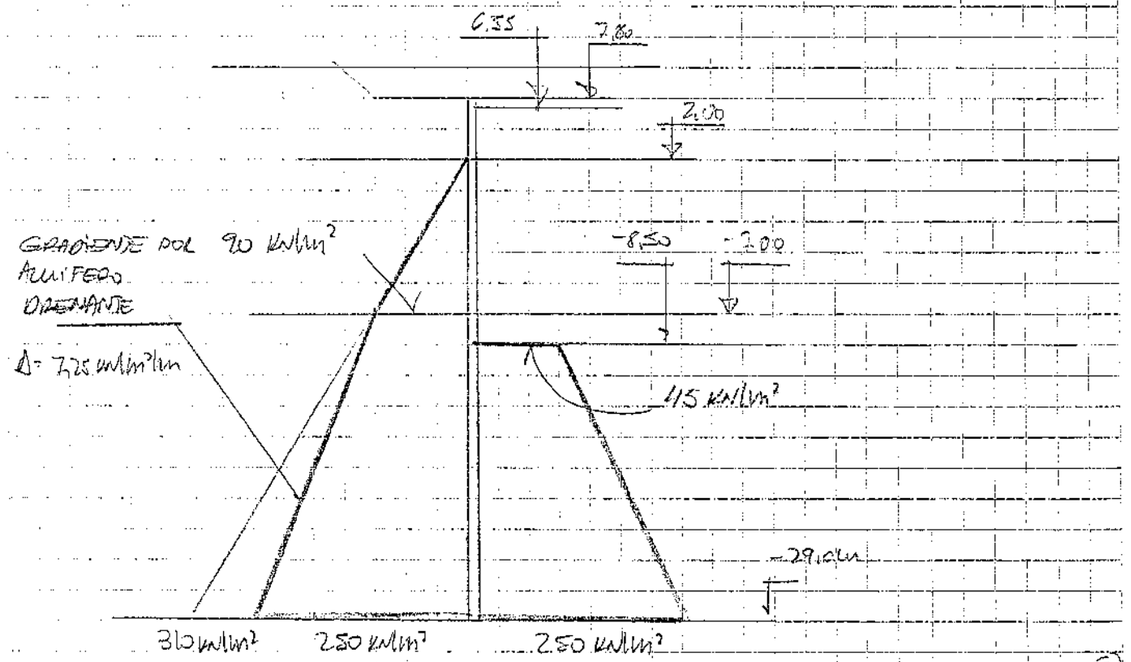
Can Tunis 1-julio-05

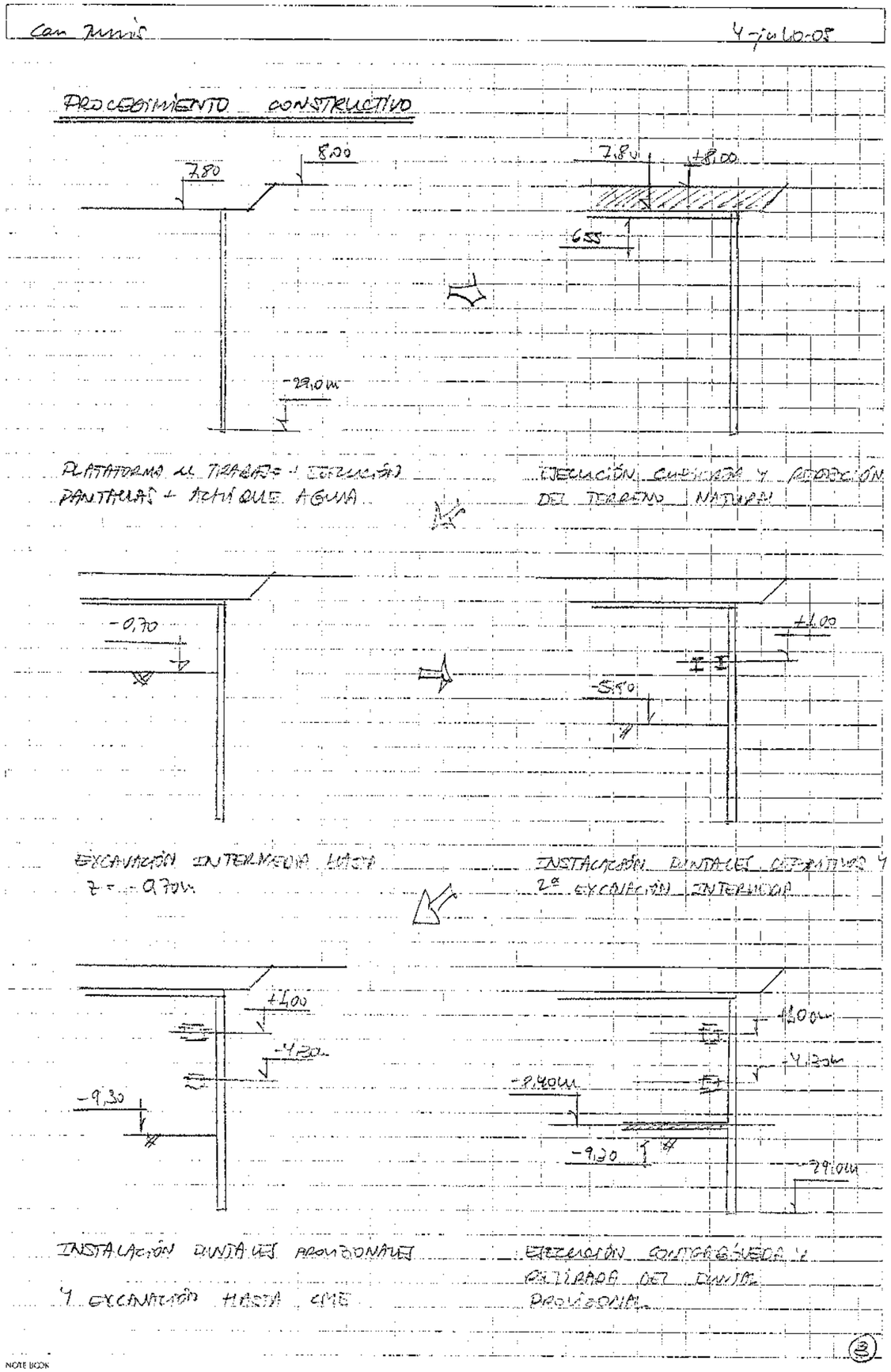
Leyes de presiones de aguas

Se mantiene el mismo esquema de exclusión de agua entre pantallas que en el tramo de prueba



PRESIONES DE AGUA EN ESTADO ESTATICO (SUBIDA MÁXIMA NF)



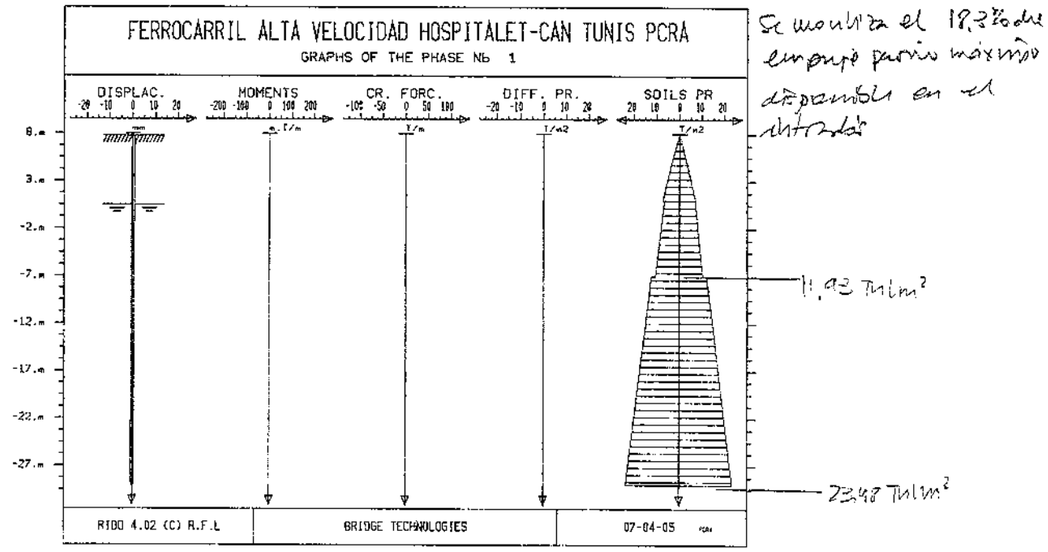



```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS PCRA *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 5! FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* SECCION FINAL PK 0+200
* PANTALLA DE CIERRE
7.8
-29.0 1.0^3*2.726E6/12
8.8
* 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) 7.80
EXC(2) 7.80
SUB(1,1) 7.80 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 7.80 3.0 35.0 2.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -29.0 23.5
WAT(2) -10.0 0.0
WAT(2) -29.0 21.0
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 682000
SUB(1) 7.80 0.0 35.0 2.0
CAL
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70
EXC(2) -0.70
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=1.0 Y EXCAVACION HASTA Z=-5.80
STR 1.0 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -5.80
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.30 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -4.30 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -9.30
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -8.40 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -29.0 25.0
WAT(2,1) -8.50 0.0 4.5
WAT(2) -29.0 25.0
CAL
* ETAPA 8: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
```

```
STR(0,4)
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*682000
STR -8.40 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

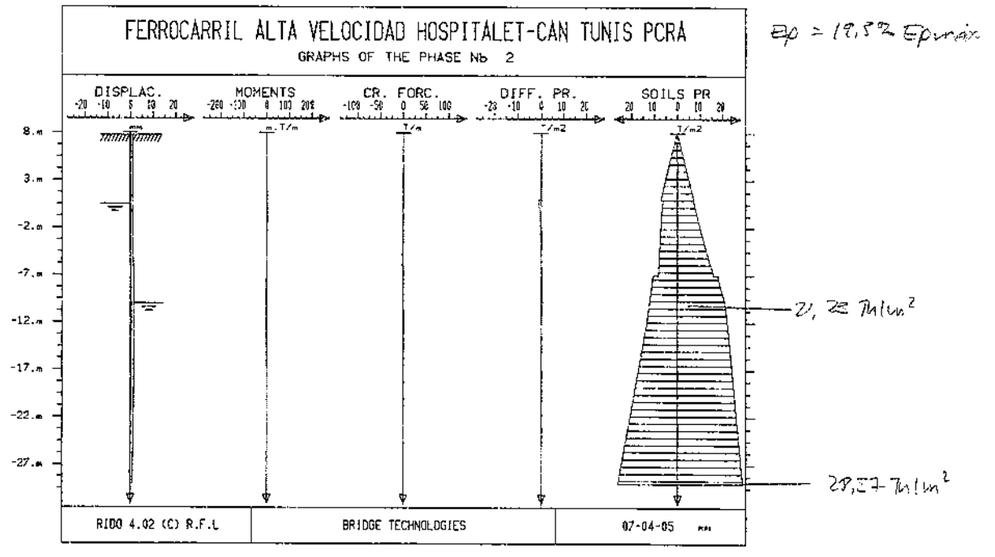
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN FINAL 0+200
FASE 5. RAMAL AEROPUERTO. PANTALLA DE CIERRE

ESTADO PREVIO:



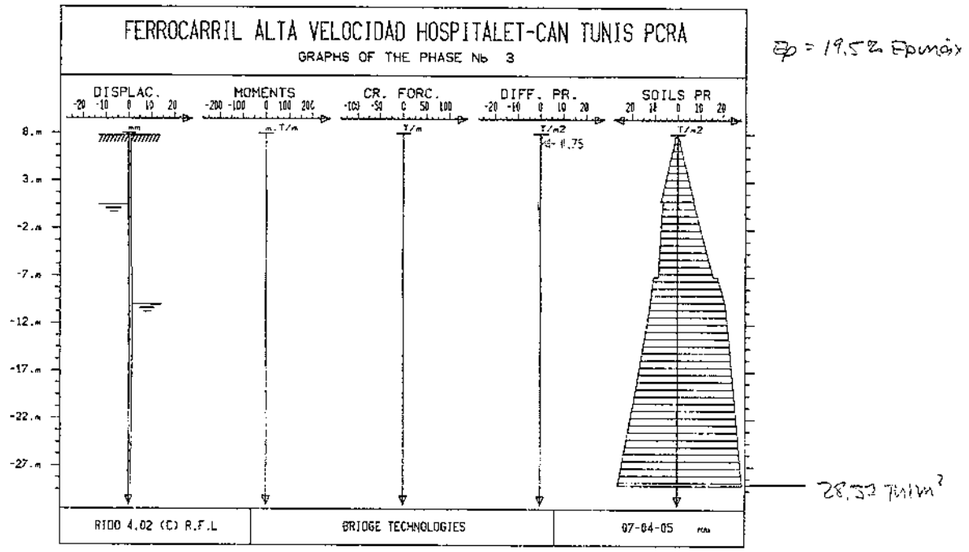
Se moviliza el 18,3% de empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

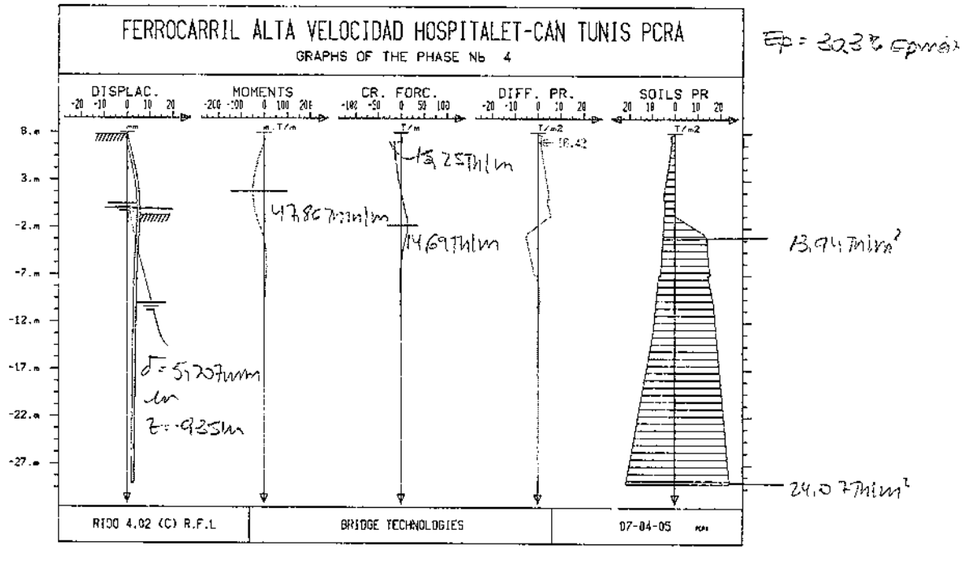


Ep = 18,5% Epmax

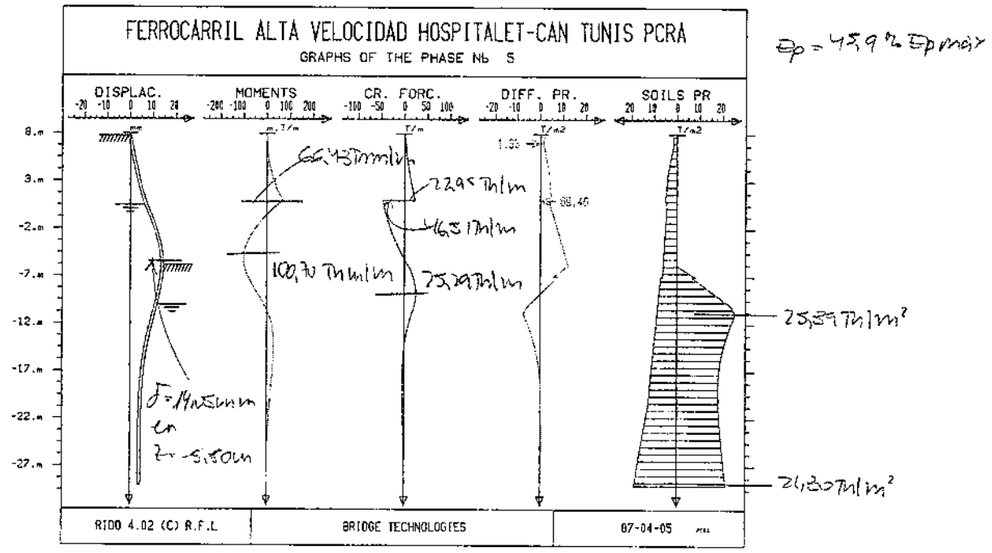
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



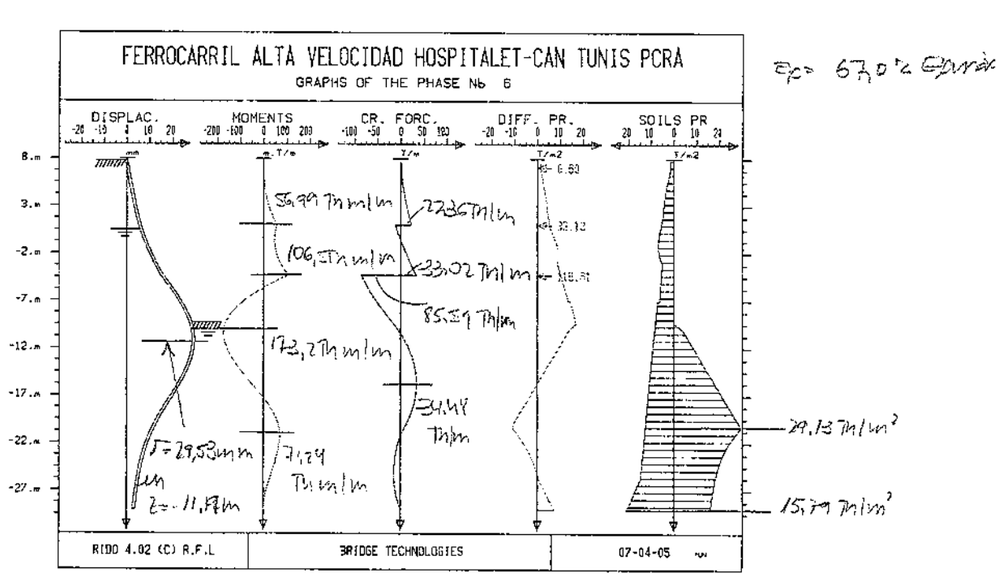
EXCAVACIÓN HASTA Z=-2.0m:



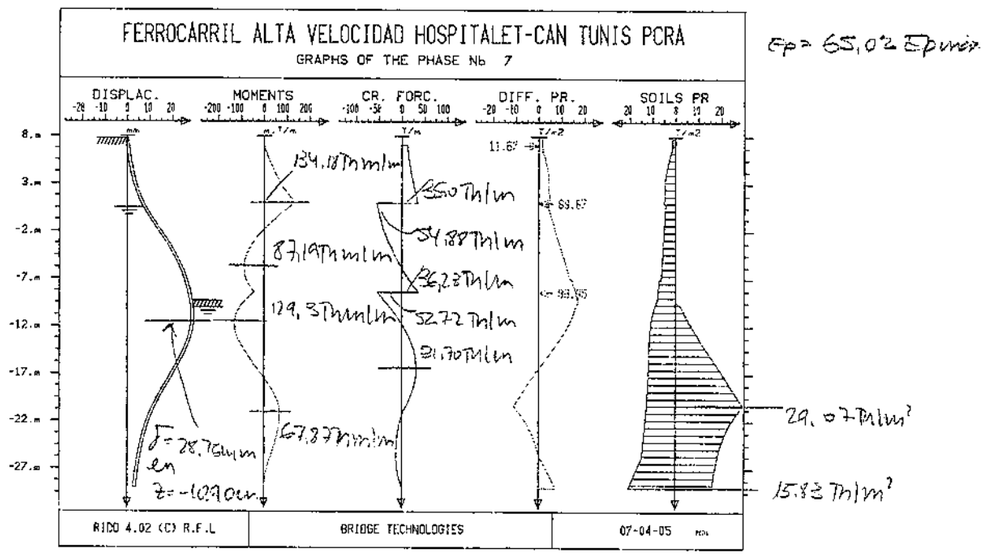
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+1.00 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-5.80:



COLOCACIÓN PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.30 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:

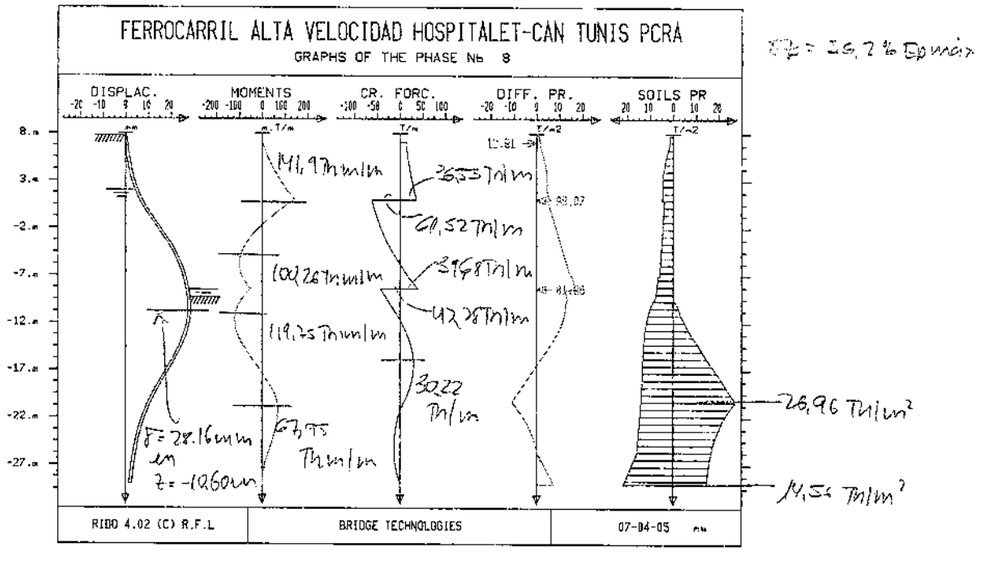


EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



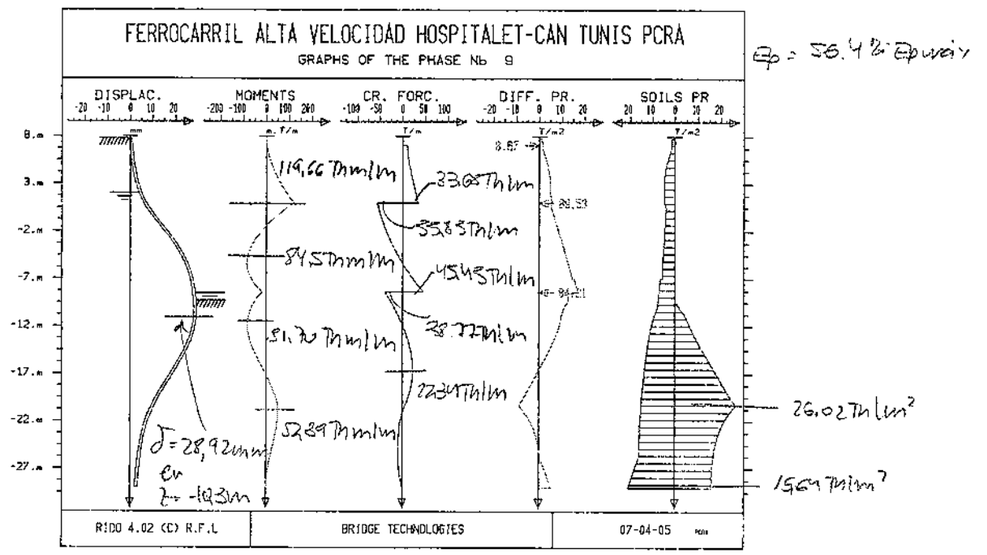
Ep = 65,0% Epunit

SUBIDA DEL NF:



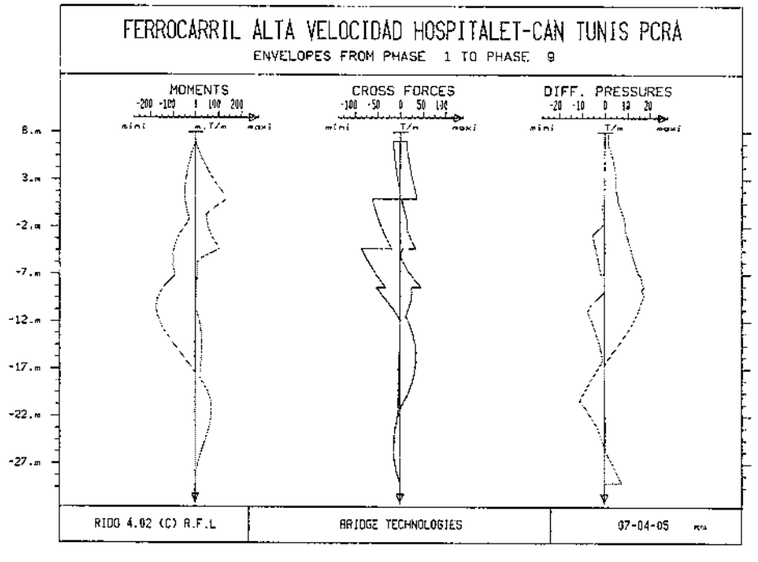
Ep = 26,7% Epunit

FLUENCIA:



Ep = 58.4% Epunit

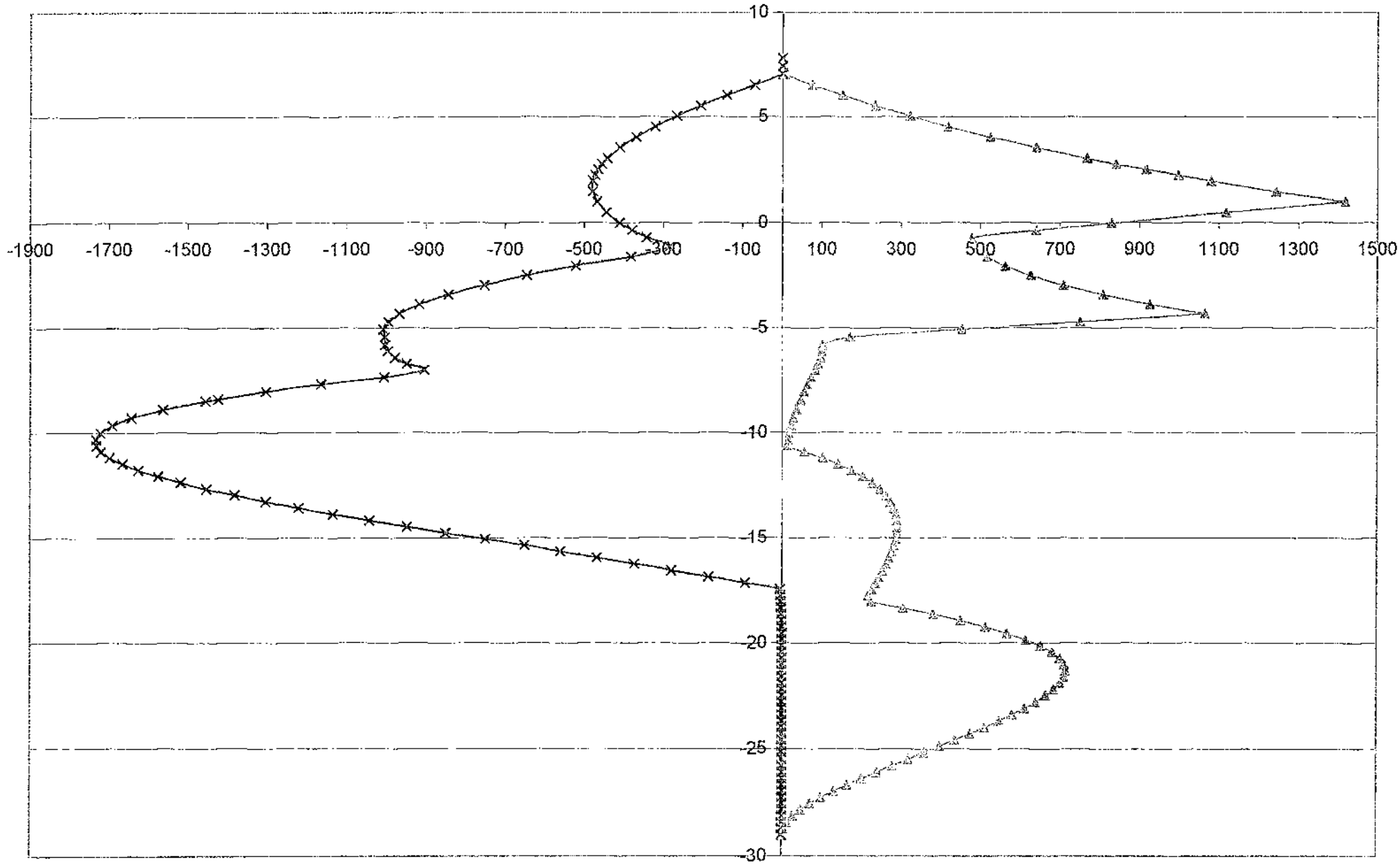
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

PANTALLA de CIERRE



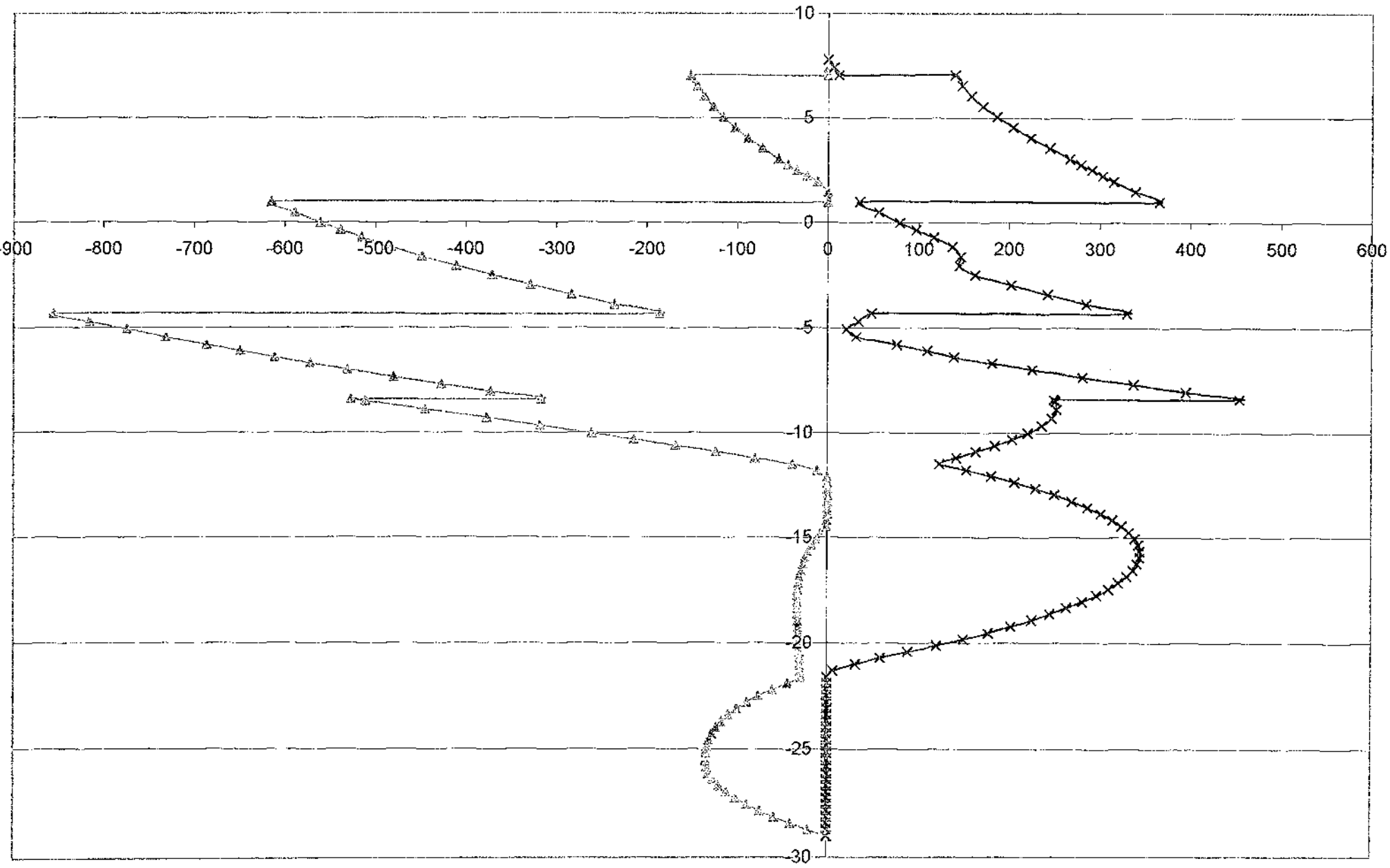
MOMENTO [kN·m/m]

M máx S INICIAL — M mín S INICIAL

P2RA_FASE 5 modificado PANTALLA DE CIERRE
04/07/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES

PANTALLA de CIERRE



CORTANTES V [kN/m]

V mín S INICIAL — V máx S INICIAL

P2RA_FASE 5 modificado PANTALLA DE CIERRE
04/07/2005

NOTAS de ARMADO

7) FLEXIÓN

1a) INTRADÓS

- Momento máximo: μ_x = 1720 KN.m/m

μ_d = 1,50 · 1720 = 2580 KN.m/m

dimensionamiento con programa BASIC

A_s = 84,80 cm²/m

En 1 bandeja de 50cm A_s = 124 cm² → 5S Φ32

$A_{s,disp}$ = 88,462 cm²/m

μ_m = 2717,23 KN.m/m $x = 0{,}41 d$ ← Falla dúctil por el acero en tracción

LCEA = 1,065 OK!

- Momento último con 6Φ25 pud

A_s = 29,454 cm²/m

μ_m = 1031,9 KN.m/m

$\mu_{adm} = \mu_{m,k}$ = 721,8 KN.m/m

Si tiene $\mu_k \leq$ 720 KN.m/m para $z \leq$ -15,5m, los Φ32 deben llegar hasta

$z = -15{,}50 - \underset{eb}{1{,}50} - \underset{d}{1{,}00} - \underset{\varepsilon}{0{,}50} = -18{,}50$m

- Momento último con 6Φ25 + 5Φ32

A_s = 69,664 cm²/m

μ_m = 2250,83 KN.m/m

$\mu_{adm} = \mu_{m,k}$ = 1500 KN.m/m

Si tiene $\mu_k \leq$ 1500 KN.m/m para $z \leq$ -12,50m, a partir de este pto anclaje + decalaje de los Φ32 que deben llegar hasta

$z = -12{,}50 - \underset{eb}{1{,}50} - \underset{d}{1{,}00} - \underset{\varepsilon}{0{,}50} = -15{,}50$m

- Momento último con 6Φ32

A_s = 48,252 cm²/m

μ_m = 1711,9 KN.m/m;

μ_{adm}; $\mu_{m,k}$ = 1141,3 KN.m/m

Si tiene $\mu_k \leq$ 1140 KN.m/m para $z \geq$ -7,00m los Φ32 deben llegar hasta $z = -7{,}00 + 1{,}50 + 1{,}00 + 0{,}50 = -4{,}00$m

- Momento último con (6+5) Φ25

A_s = 53,999 cm²/m

μ_m = 1801,14 KN.m/m

$\mu_{m,k}$ = 1200,76 KN.m/m

Si tiene $\mu_k \leq$ 1200 KN.m/m para $z \geq$ -7,00m los Φ32 deben llegar hasta $z = -7{,}00 + 1{,}50 + 1{,}00 + 0{,}50 = -4{,}00$m

- Momento último con

IB) TRASDÓS:

- Momento máximo: m_k = 1420 KN·m/m

m_d = 1,50 · 1420 KN·m/m = 2130 KN·m/m

dimensionamiento con programa BASIC

A_s = 68,56 cm²/m

En 1 bandeja de 5,0m A_s = 342,8 cm² → 25 Φ32 + 30 Φ25

$A_{s,disp}$ = 32,797 cm²/m

m_{um} = 2336,82 KN·m/m (CSA - 105 OK!)

Y = 0,329 d ← Falso diseño!

- Momento último con 6Φ25 pmd

A_s = 29,454 cm²/m

m_m = 1051,9 KN·m/m

m_{mk} = 721,27 KN·m/m

Se tiene m_{mk} ≤ 720 KN·m/m para z ≤ -5,00m

z ≥ 3,50m

los Φ32 deben llegar hasta:

z = -5,00 - 1,50 - 1,00 - 0,50 = -8,00m (L = 14,50m OK!)

z = 3,50 + 1,50 + 1,00 Faldón = 6,50m

II) CORTANTES

- Pico de cortantes V_R = 856 KN/m (en el 9º pil del lado seguro)

V_d = 1,50 · 856 KN/m = 1284 KN/m

A_s = (C+5) Φ25 pmd (como mínimo) A_s = 58,999 cm²/m

dimensionamiento con programa BASIC

A_d = 32,17 cm²/m/m

Se cubre con cercos Φ20 en planos a 0,15 $A_{d,disp}$ = 33,515 cm²/m/m (OK!)

- Cortante último con cercos d12

A_d = 12,064 cm²/m

d_s = 6Φ25 A_s = 29,454 cm²/m

V_u = 651,87 KN/m

V_{uk} = 434,58 KN/m

Se tiene V_R ≤ 430 KN/m para z ≤ -9,50m

decalando medio canto útil, los cercos d12 se llevan hasta

z = -10,0m

Can Tunis 4-julio-05

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

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

En 1,75 m $A_s \geq 19{,}163\,cm^2 \rightarrow$ 6 Ø20

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 2; 3A y 3B
PK: 706+437.20 a 706+520.0

ADENDA 1
CAMBIO PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 5 de julio de 2005

MEMORIA

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO (B-17).
–FASES 2, 3A y 3B-

ADENDA 1

1. ANTECEDENTES.

El Cruce de la Traza del Falso Túnel de Can Tunis con la carretera de Barcelona al enlace con el Aeropuerto (B-17) se resuelve a base de desvíos sucesivos del tráfico de la Gran Vía que permiten la ejecución del tramo por fases.

En esta zona está previsto un achique de aguas con un esquema similar al que se ha empleado en el Tramo de Pruebas, que permite rebajar las presiones de agua en el intradós de las pantallas.

En la primera de fase de excavación interior del Falso Túnel en esta zona, entre los PK:706+437.20 y 706+520 (aproximadamente), se alcanza la cota z=-0.70m, ligeramente por debajo del nivel freático original.

Con la intención de agilizar la excavación interior del Falso Túnel se plantea la posibilidad de realizar una primera excavación inicial hasta la cota z=+1.00 sin que se haya realizado el achique de aguas entre pantallas, y por lo tanto, sin haber alcanzado el régimen hidrológico que se había supuesto inicialmente durante construcción. Sólo se introducen cambios en la primera fase de excavación interior, que no es limitante y permite cierto margen de actuación.

La primera excavación inicial se completará una vez las presiones de agua coincidan con las inicialmente previstas y a partir de este momento se instalarán los puntales definitivos y se continuará con el procedimiento constructivo tal y como se había previsto desde un principio.

El Procedimiento de Excavación Interior que se plantea consiste en:

- Ejecución de las pantallas y losa de cubierta de las diferentes fases del cruce del Falso Túnel de Can Tunis con la Carretera de Barcelona al enlace con el Aeropuerto.
- Primera excavación interior hasta la cota z=+1.00m, entre los PK:706+437.2 y 706+520, aproximadamente.
- Achique de aguas entre pantallas hasta alcanzar el estado definitivo de presiones de agua durante construcción.
- Completar primera excavación intermedia hasta z=-0.70m.
- Se continúa con le procedimiento constructivo tal y como se había definido originalmente

Este procedimiento constructivo puede consultarse con detalle en el apartado Planos de la Nota de Cálculo correspondiente.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Se ha realizado un recálculo completo de la pantallas del Tramo que se ven afectadas por el cambio del Procedimiento Constructivo. Se realiza una verificación de los esfuerzos sobre las pantallas, de las tensiones sobre el terreno y de los porcentajes de empuje pasivo máximo movilizado.

Los cálculo correspondientes a dichas verificaciones pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

3. CONCLUSIONES.

Las modificaciones introducidas en el Procedimiento de excavación interior del Falso Túnel en este tramo tienen una influencia muy baja en los esfuerzos sobre las pantallas, en las tensiones sobre el terreno y en los porcentajes de empuje pasivo máximo movilizado.

El cambio, de forma temporal, en las presiones de agua durante la primera excavación interior del Falso Túnel no introducen limitaciones en le diseño de las pantallas, por lo que éste sigue siendo válido.



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

Barcelona, a 5 de julio de 2005

NOTA DE CÁLCULO

MODIFICACIÓN PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO CAUCE B-17

PARES 3A; 3B y 2 706+437,20 a 706+520 (aprox)

Se estudia la posibilidad de ejecutar una primera fase de excavación intermedia hasta la cota ? = +4,00 (entre los PK's. 706+437,20 a 706+520 (aprox.)) sin haberse alcanzado el régimen de presiones de agua correspondientes a bombeo durante construcción. (Se considera la ley de presiones de agua inicial, sin bombeo, como la del trasdós).

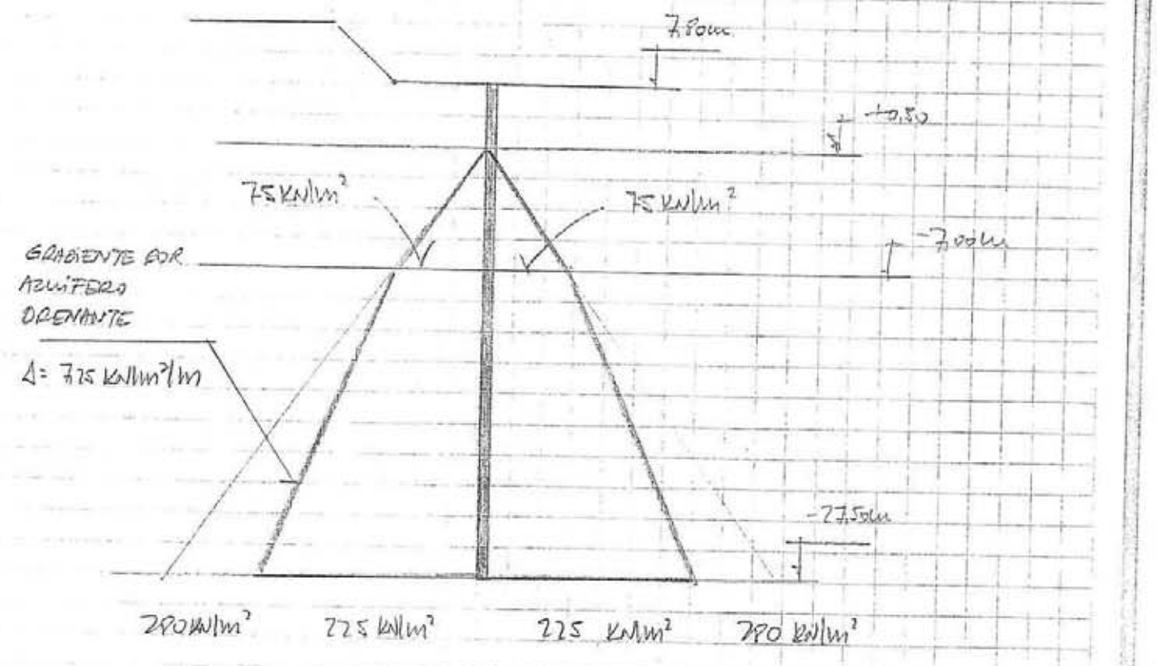
Se estudian las secciones "Inicial (706+437,20)" y "Intermedia (706+512)"

SECCIÓN INICIAL: (706+437,20)

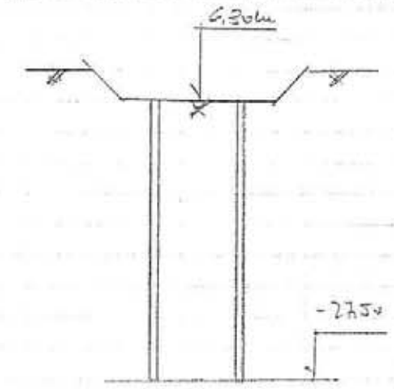
Archivo original: "P2RA3M. RD"

Archivo Rio0: P2RA3MM. RD

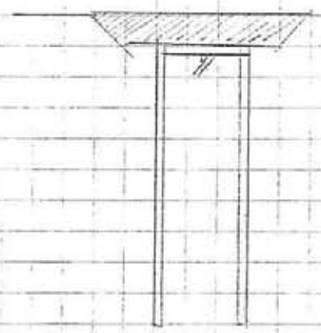
Ley de presiones de agua en 1ª etapa de construcción.



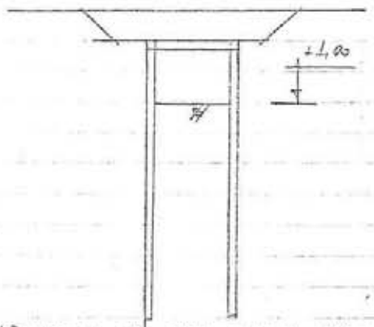
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



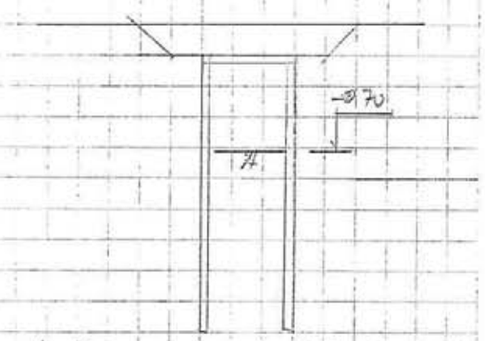
PLATAFORMA DE TRABAJO + EJECUCIÓN PANTALLAS



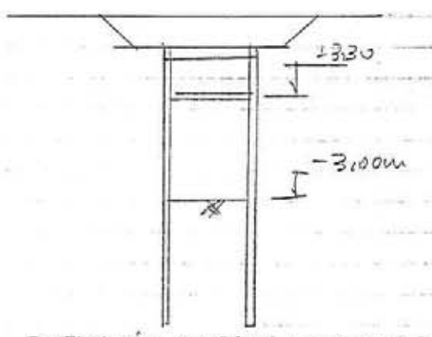
EJECUCIÓN CUBIERTA RELLENO Y REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL



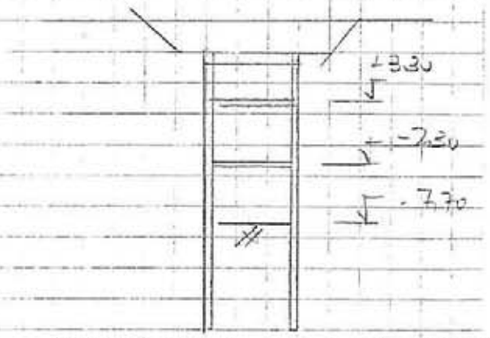
1ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=+1.00m



ACHIQUE DE AGUAS ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m



INSTALACIÓN PUNTALES DEFINITIVOS Y 2ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=-3.00m



INSTALACIÓN PUNTALES PROVISIONALES Y EXCAVACIÓN HASTA CME

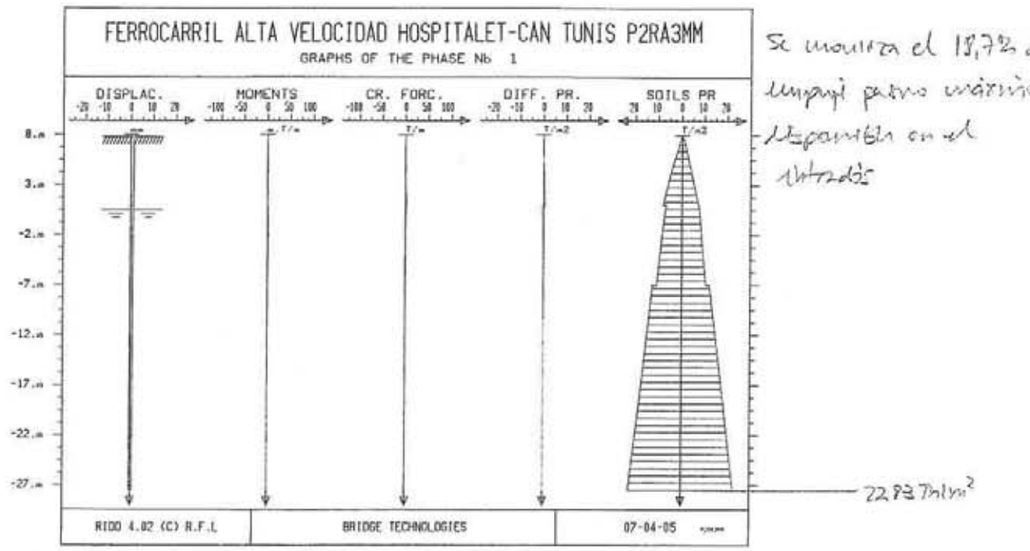
EJECUCIÓN SOLERA, RETIRADA PUNTALES PROVISIONALES ③

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA3MM *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -2.30 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 2¦ Y 3¦ FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* SECCION INICIAL P.K. 706+437
* MODIFICACION PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
7.80 ✓
-27.5 1.0^3*2.726E6/12 ✓
9.00 ✓
* 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) 7.80 ✓
EXC(2) 7.80 ✓
SUB(1,1) 7.80 0.0 3.0 1.0 ✓
SUB(1,1) 7.80 3.0 4.0 2.0 ✓
SUB(1,1) 7.80 4.0 5.0 4.0 ✓
SUB(1,1) 7.80 5.0 35.0 5.0 ✓
CAL ✓
* ETAPA 1: ~~ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA~~ ESTADO INICIAL (4 GUIAS)
WAT(1) 0.5 0.0 ✓
WAT(1) -7.0 7.5 ✓
WAT(1) -27.5 22.5 ✓
WAT(2) 0.5 0.0 ✓
WAT(2) -7.0 7.5 ✓
WAT(2) -27.5 22.5 ✓
CAL ✓
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 475500 ✓
SUB(1) 7.80 0.0 35.0 5.0 ✓
CAL ✓
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=+1.00
EXC(2) 1.00 ✓
CAL ✓
* ETAPA 4: ACHIQUE DE AGUAS HASTA COTA MAXIMA
* Y EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70
WAT(2) -8.7 0.0 ✓
WAT(2) -27.5 21.0 ✓   } Achique de aguas hasta estado de construcción
EXC(2) -0.70 ✓
CAL ✓
* ETAPA 5: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=3.30 Y EXCAVACION HASTA Z=-3.00
STR 3.30 1.0 0.0 0.0 30000 ✓
EXC(2) -3.0 ✓
CAL ✓
* ETAPA 6: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.3 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -2.3 1.0 0.0 0.0 30000 ✓
EXC(2) -7.70 ✓
CAL ✓
* ETAPA 7: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -5.90 1.0 0.0 0.0 167000 ✓
STR(0,3) ✓
CAL ✓
```

```
* ETAPA 8: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.5 24.0
WAT(2,1) -5.90 0.0 2.00
WAT(2) -27.5 24.0
CAL
* ETAPA 9: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*475500
STR -5.90 1.0 0.0 0.0 0.66*167000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

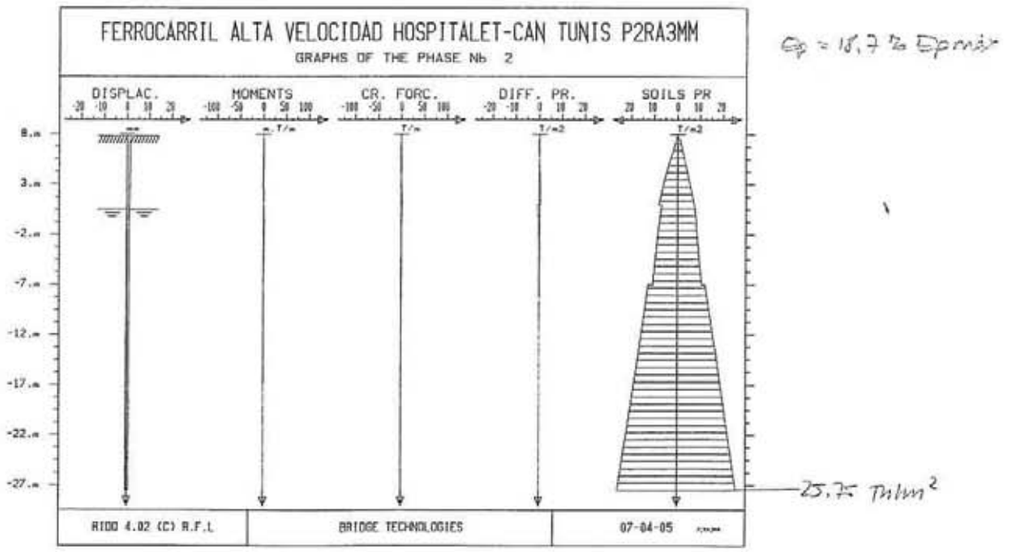
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17)
SECCIÓN INICIAL 706+437.2
CAMBIO EN PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
Se realiza una primera excavación intermedia sin haber realizado el achique de aguas correspondiente al estado de construcción.

ESTADO PREVIO:



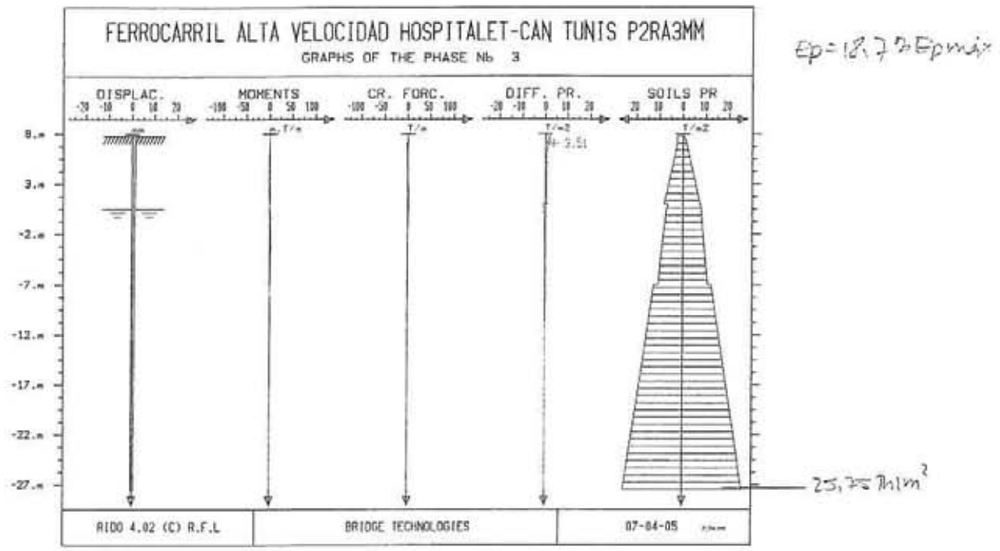
Se moviliza el 18,7% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

ESTADO INICIAL DE PRESIONES DE AGUA:

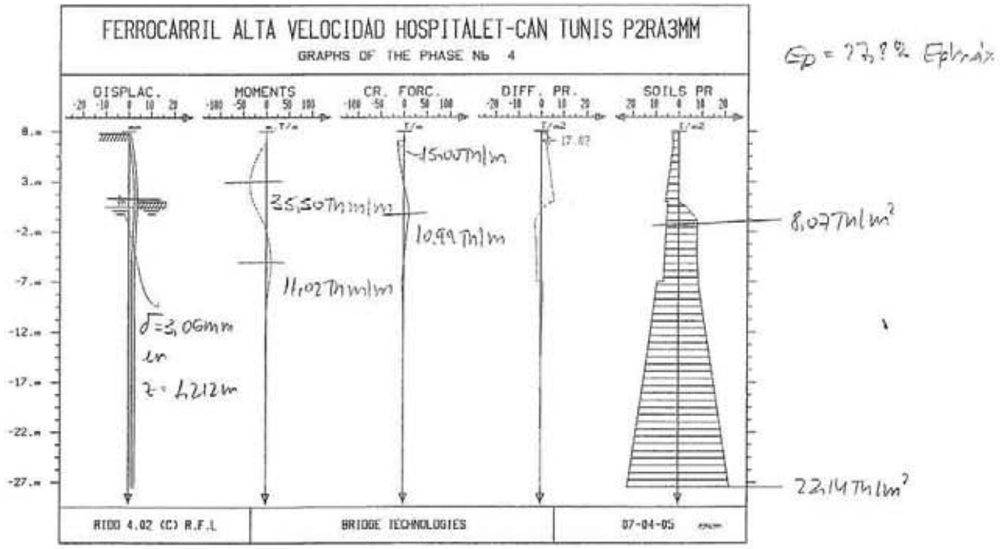


$E_p = 18,7\,\%\, E_{p\,max}$

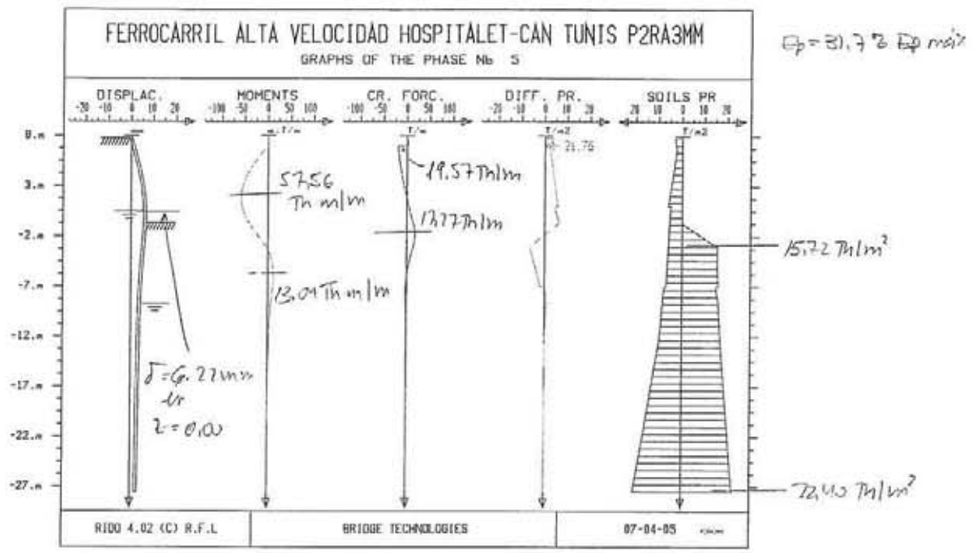
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



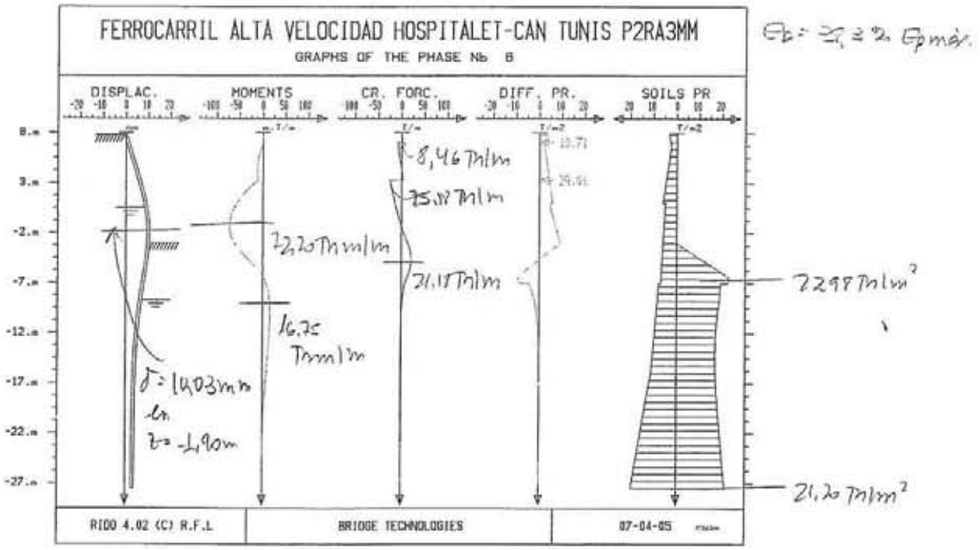
EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=+1.00m:



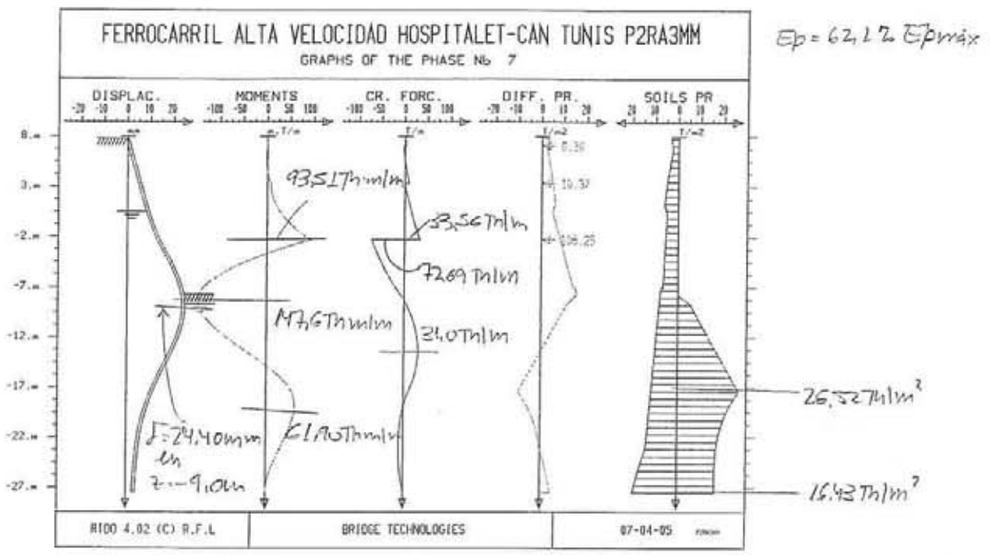
ACHIQUE DE AGUAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m



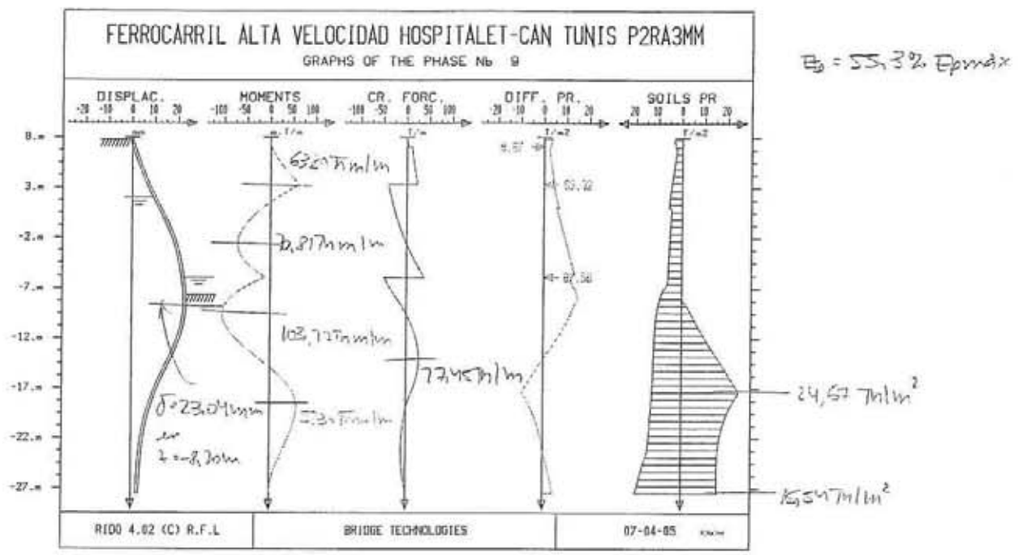
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+3.30 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-3.00:



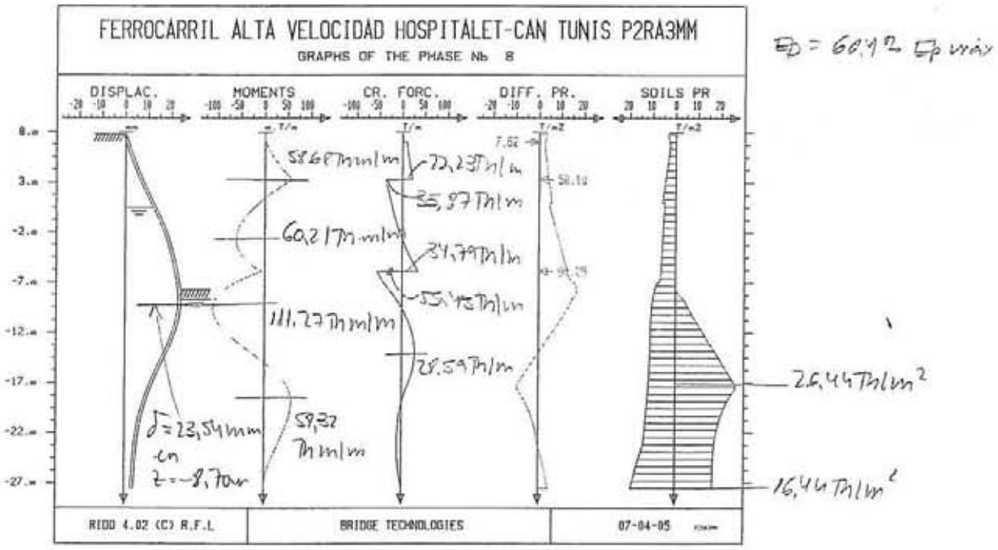
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.30 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



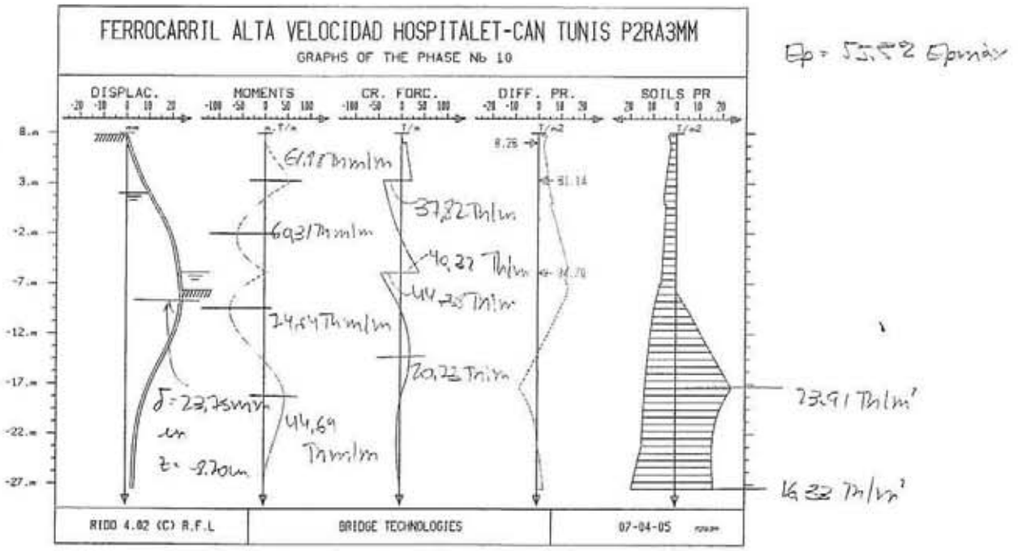
SUBIDA DEL NF:



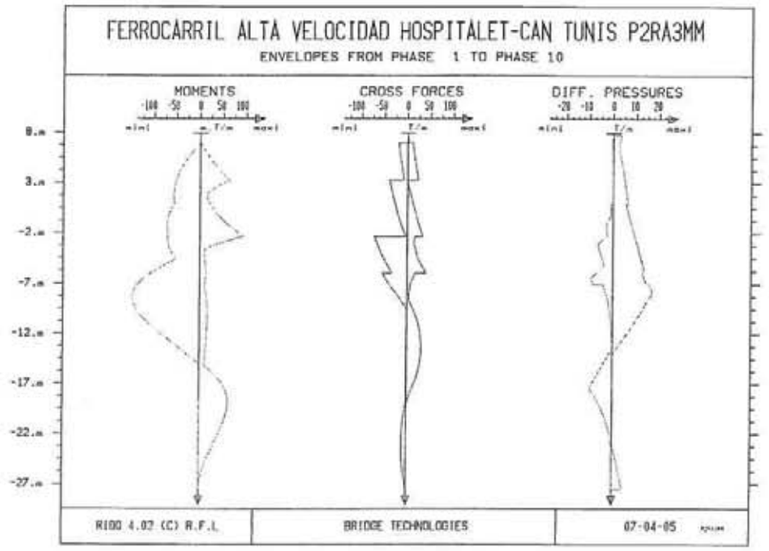
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



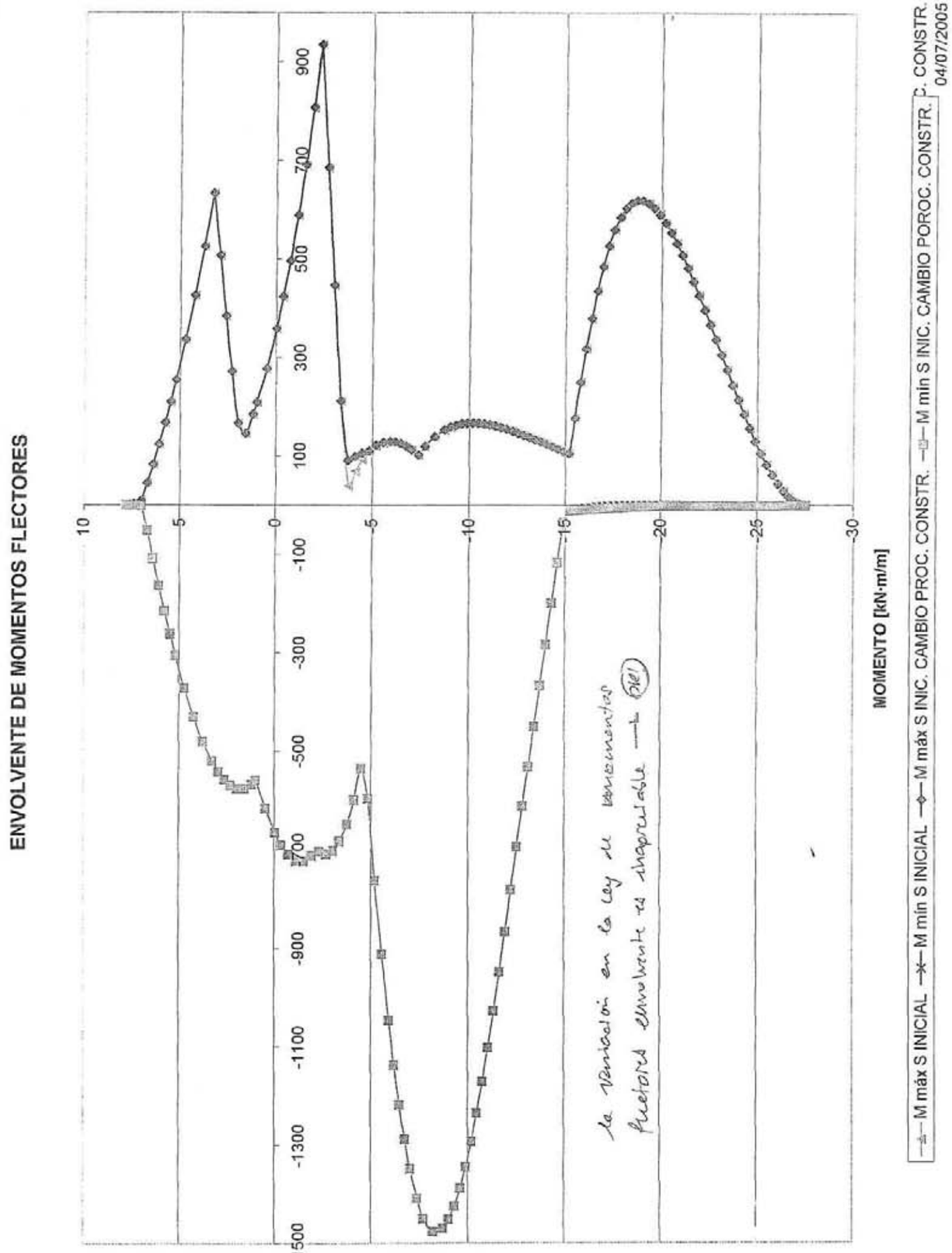
FLUENCIA:

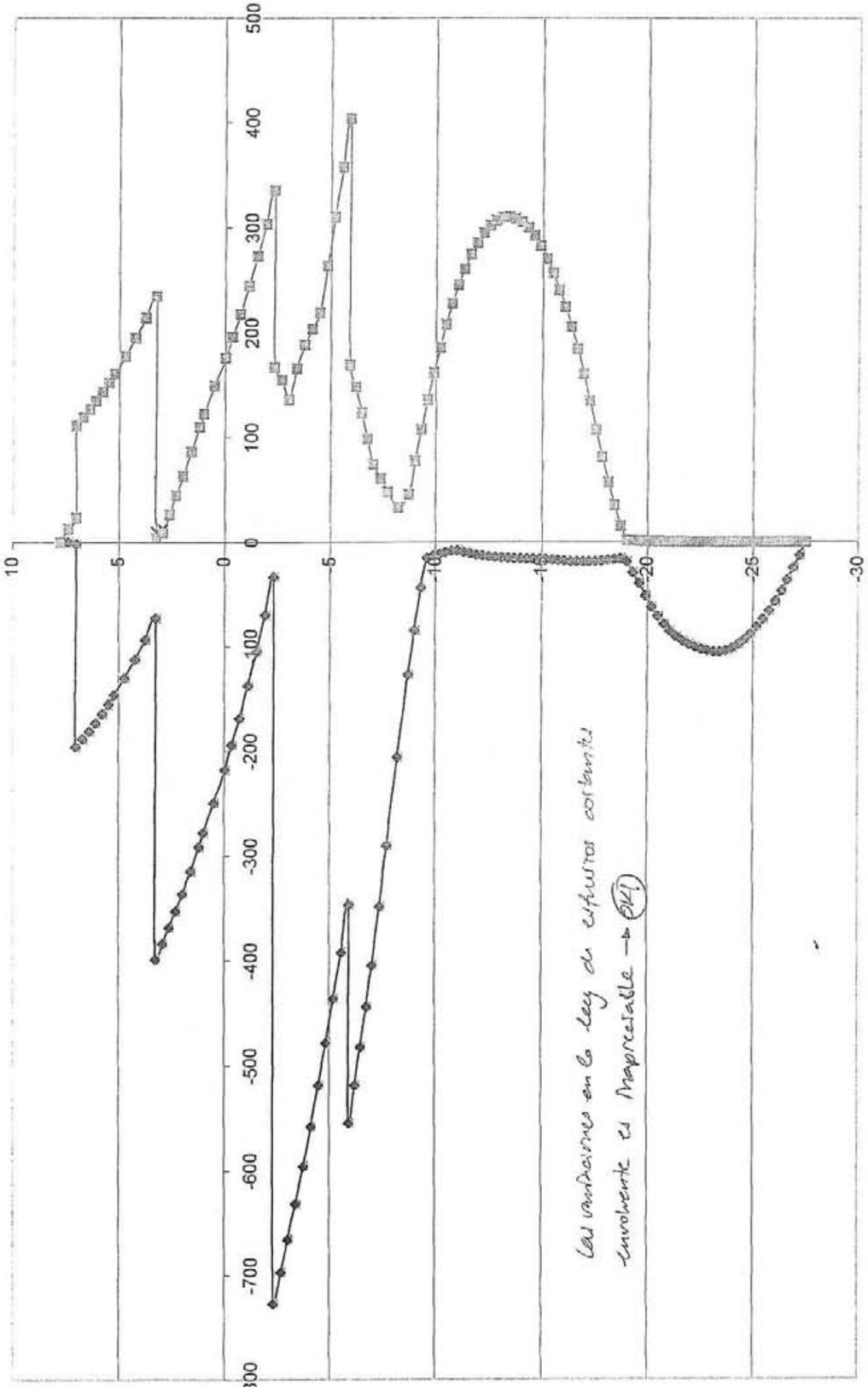


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS).





Las envolventes en la ley de cortantes corresponde a la envolvente de Mapricable → (PK1)

(2)

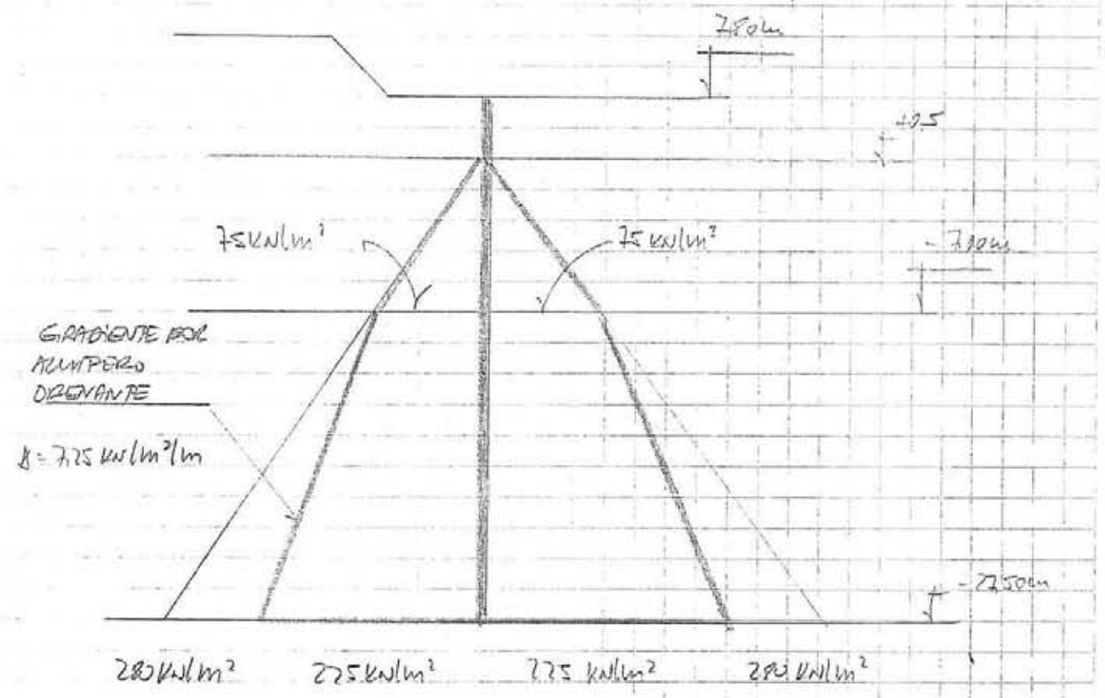
Can Tunis 4/julio/05

SECCIÓN INTERMEDIA: (706 + 513)

Archivo original "P2RAZH.R10"

Archivo R100 P2RAZHM.R10

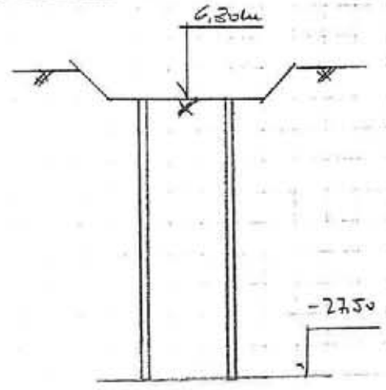
Ley de presiones a aplicar en 1ª etapa de construcción



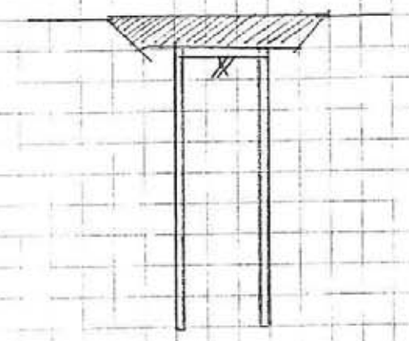
(1)

Can Tunis 4-julio-05

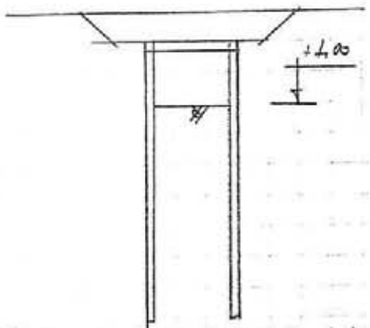
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



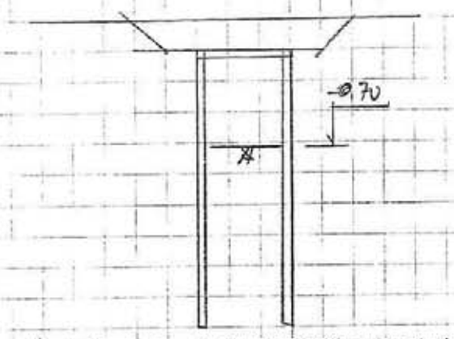
PLATAFORMA DE TRABAJO + EJECUCIÓN PANTALLAS



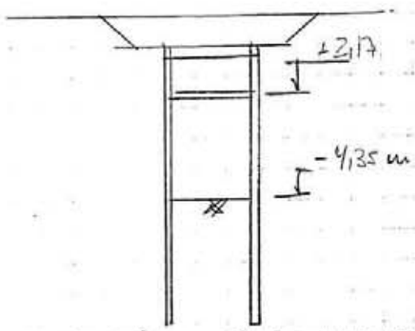
EJECUCIÓN CUBIERTA, RELLENO Y REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL



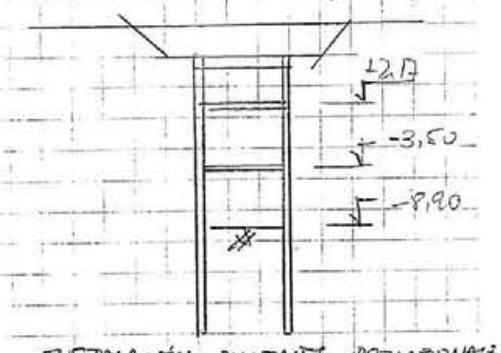
1ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=+1,00m



ACHIQUE DE AGUAS ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-0,70m



INSTALACIÓN PUNTALES DEFINITIVOS Y 2ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=



INSTALACIÓN PUNTALES PROVISIONALES Y EXCAVACIÓN HASTA CME

EJECUCIÓN SOLERA Y RETIRADA DE PUNTALES PROVISIONALES ... (3)

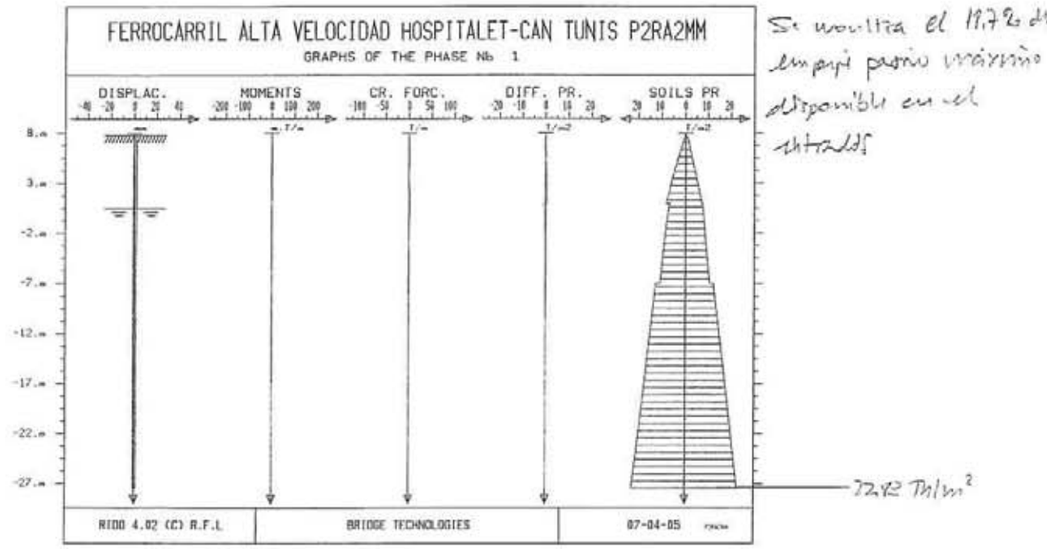
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA2MM' *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.50 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 2¦ FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* SECCION INTERMEDIA FASES 2 Y 3 PK 706+513
* MODIFICACION DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
7.80✓
-27.5 1.0^3*2.726E6/12✓
9.00✓
* 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 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 7.80✓
EXC(2) 7.80✓
SUB(1,1) 7.80 0.0 3.0 1.0✓
SUB(1,1) 7.80 3.0 4.0 2.0✓
SUB(1,1) 7.80 4.0 5.0 4.0✓
SUB(1,1) 7.80 5.0 35.0 5.0✓
CAL
* ETAPA 1: ESTADO INICIAL (AGUAS)
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -27.5 22.5✓
WAT(2) 0.5 0.0✓
WAT(2) -7.0 7.5✓
WAT(2) -27.5 22.5✓
CAL✓
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 363500✓
SUB(1) 7.80 0.0 35.0 5.0✓
CAL✓
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=+1.0
EXC(2) +1.00✓
CAL✓
* ETAPA 4: ACHIQUE DE AGUAS HASTA COTA MXIMA
* Y EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70m
WAT(2) -9.90 0.0✓
WAT(2) -27.5 20.0✓   EXC(2) -0,70
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=2.17 Y EXCAVACION HASTA Z=-4.35
STR 2.17 1.0 0.0 0.0 30000.0✓
EXC(2) -4.35✓
CAL✓
* ETAPA 6: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.5 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.5 1.0 0.0 0.0 30000.0✓
EXC(2) -8.90✓
CAL✓
* ETAPA 7: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -7.00 1.0 0.0 0.0 197000✓
STR(0,3)✓
CAL✓
* ETAPA 8: SUBIDA NF EN TRASDOS
```

(2)

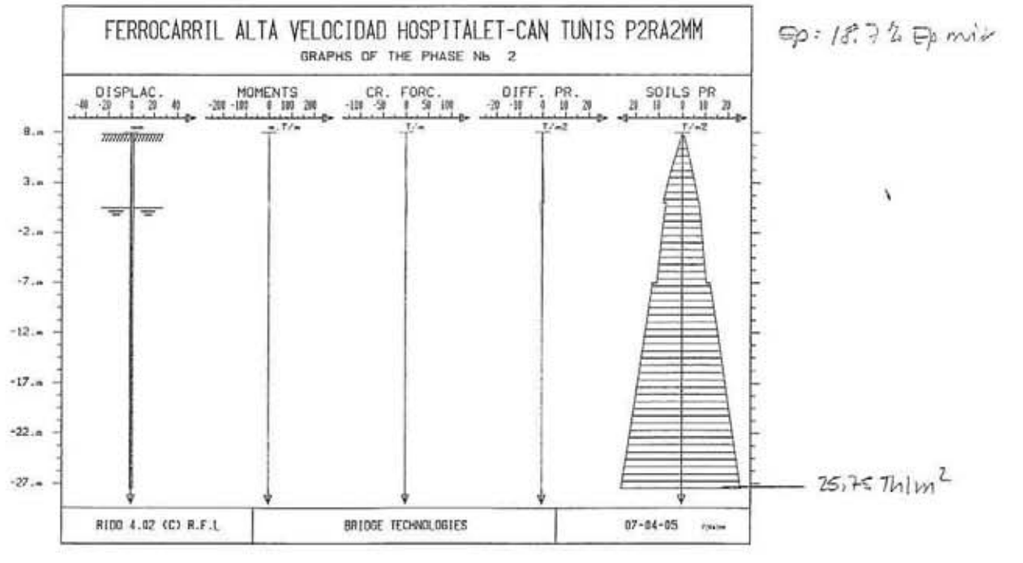
```
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.5 24.0
WAT(2,1) -7.00 0.0 3.5
WAT(2) -27.5 24.0
CAL
* ETAPA 9: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*363500
STR -7.00 1.0 0.0 0.0 0.66*197000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17)
SECCIÓN INTERMEDIA 706+513
CAMBIO EN PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
Se realiza una primera excavación intermedia sin haber realizado el achique de aguas correspondiente al estado de construcción.

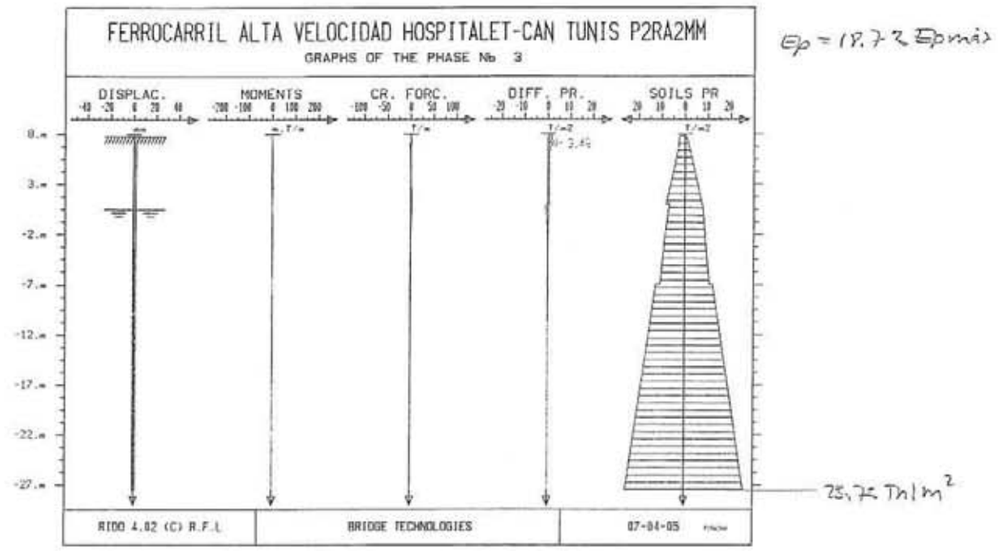
ESTADO PREVIO:



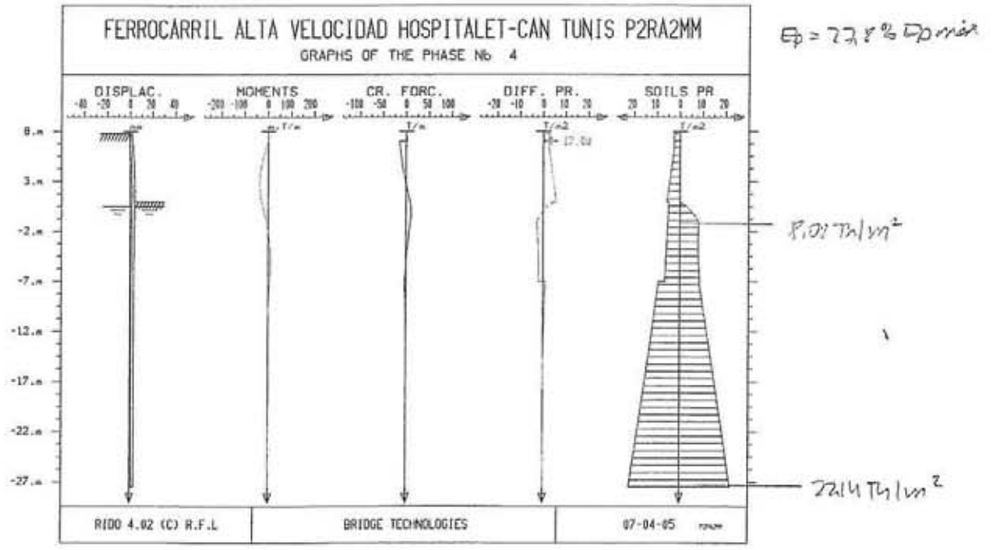
ESTADO INICIAL DE PRESIONES DE AGUA:



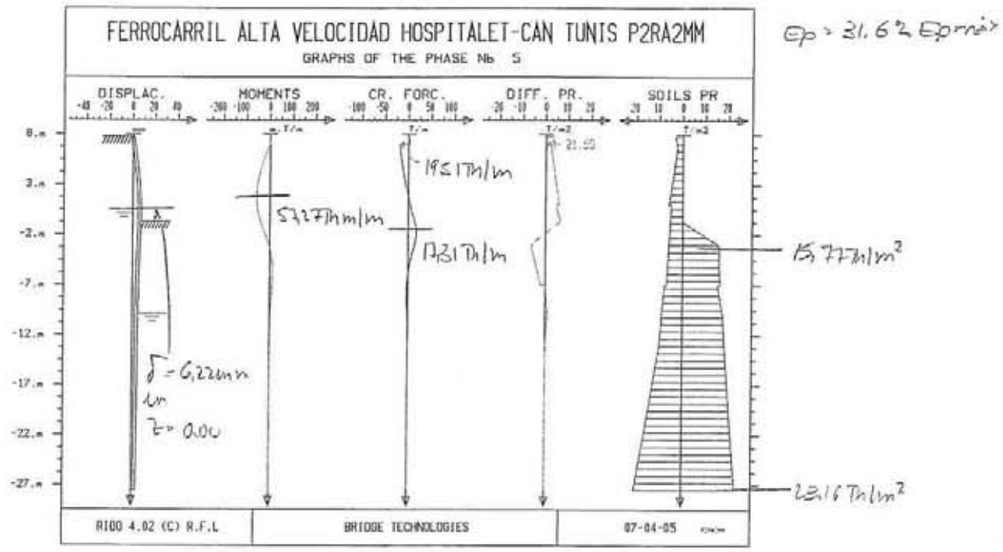
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



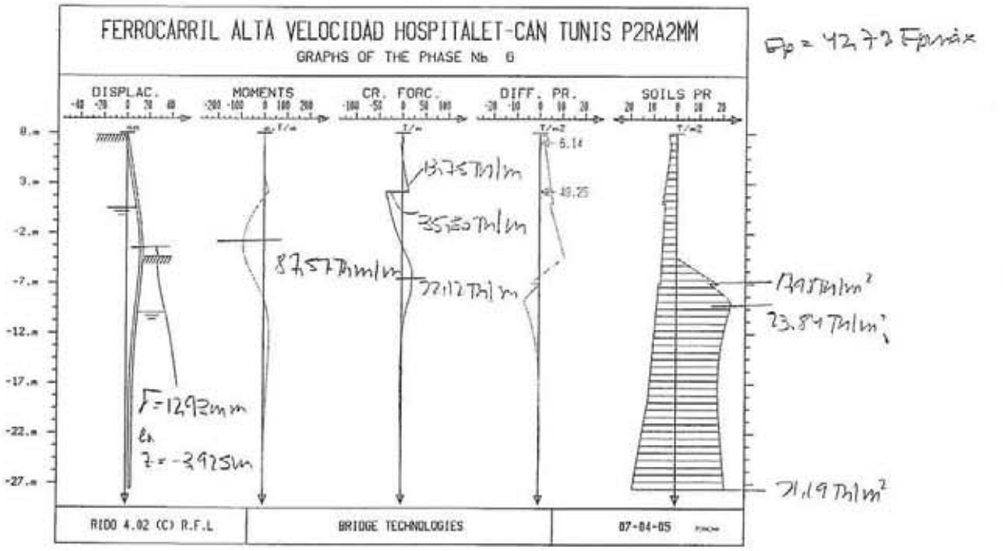
EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=+1.00m:



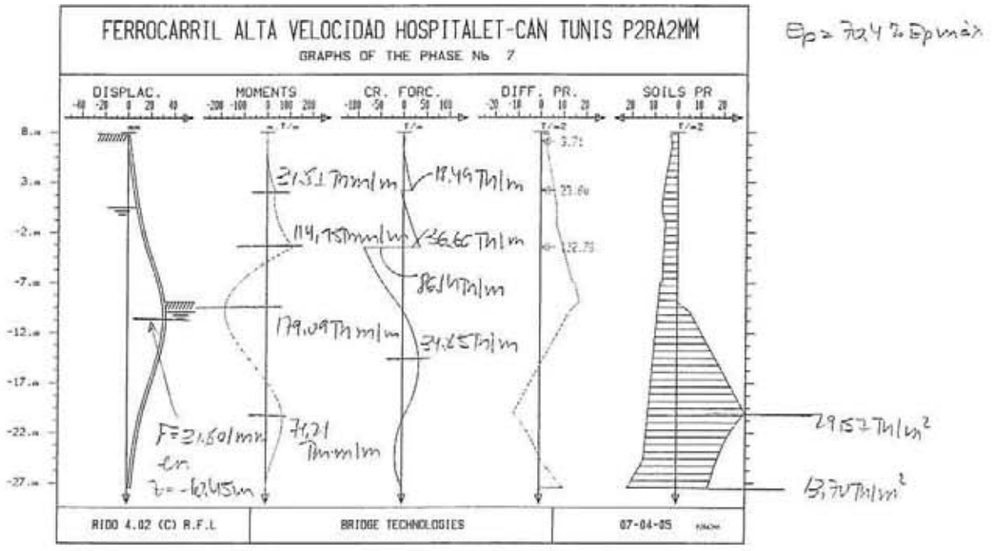
ACHIQUE DE AGUAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m



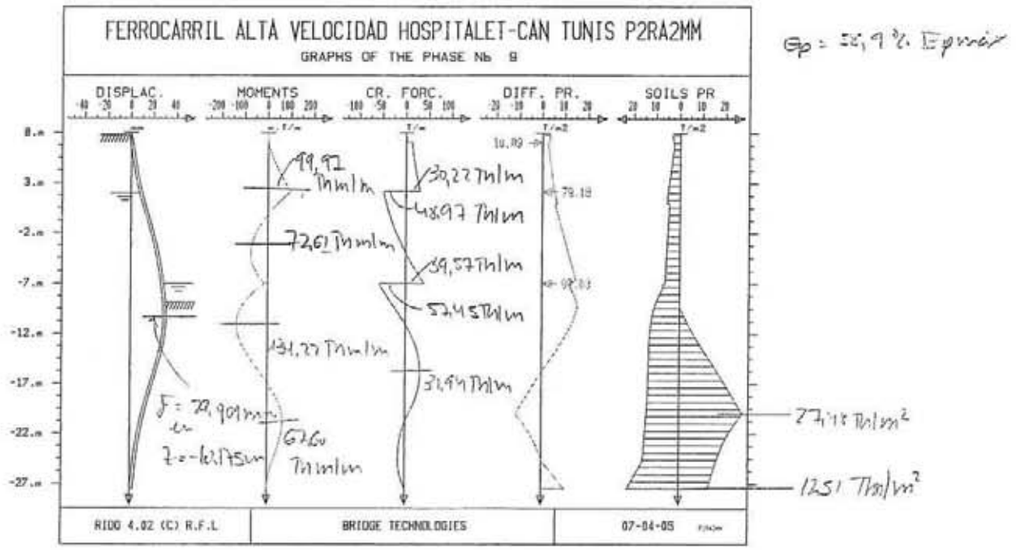
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+2.17 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.35:



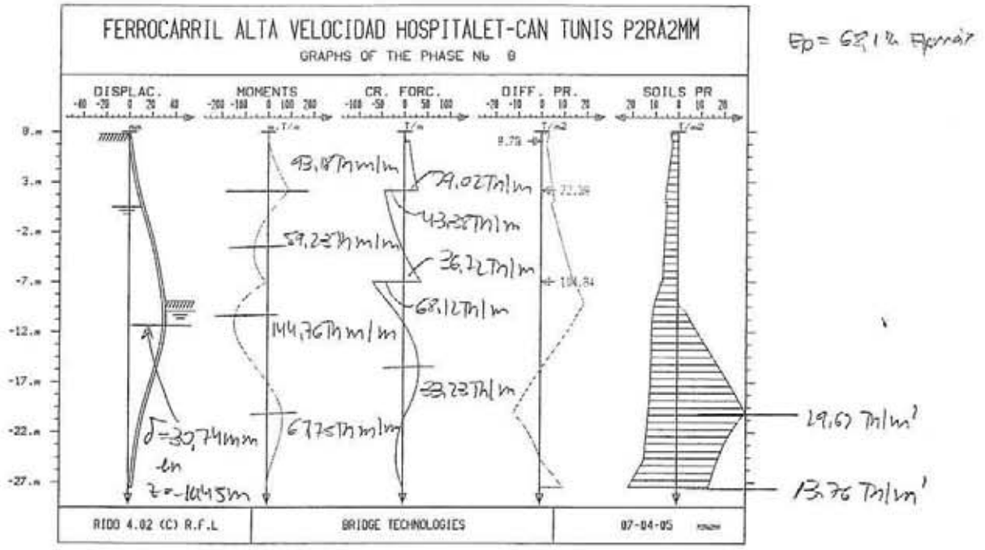
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.50 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



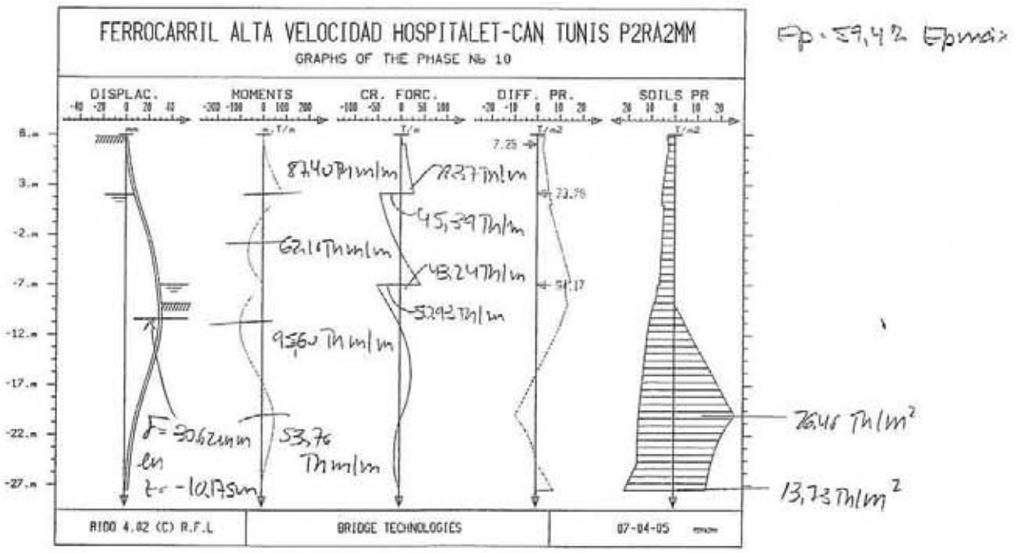
SUBIDA DEL NF:



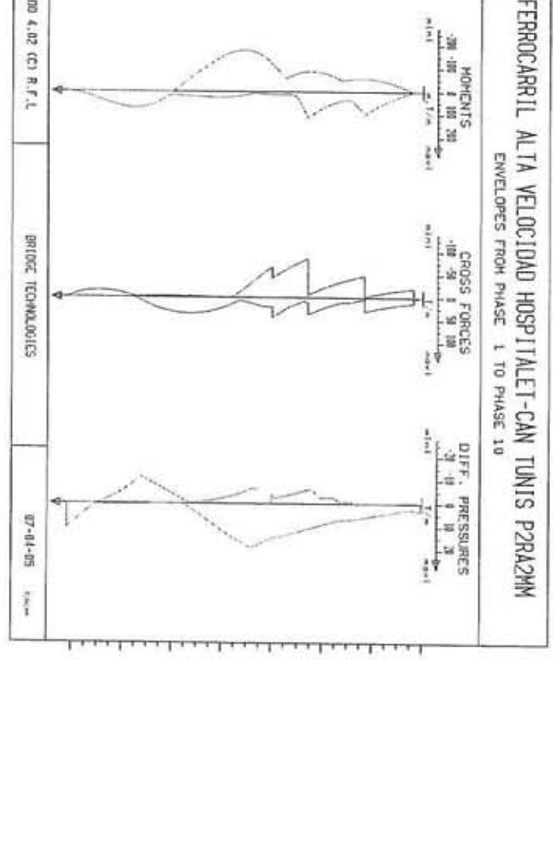
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



FLUENCIA:

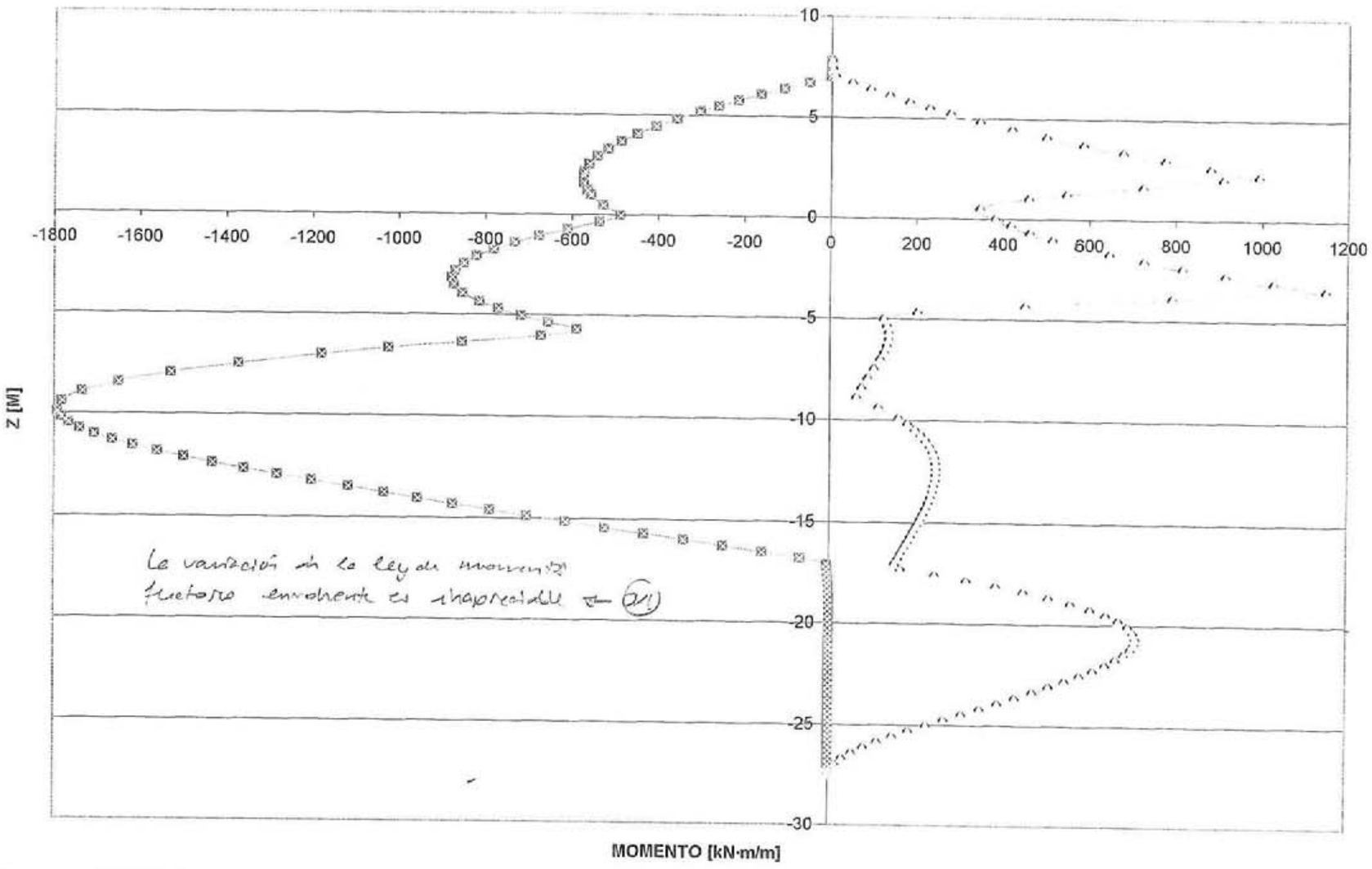


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:

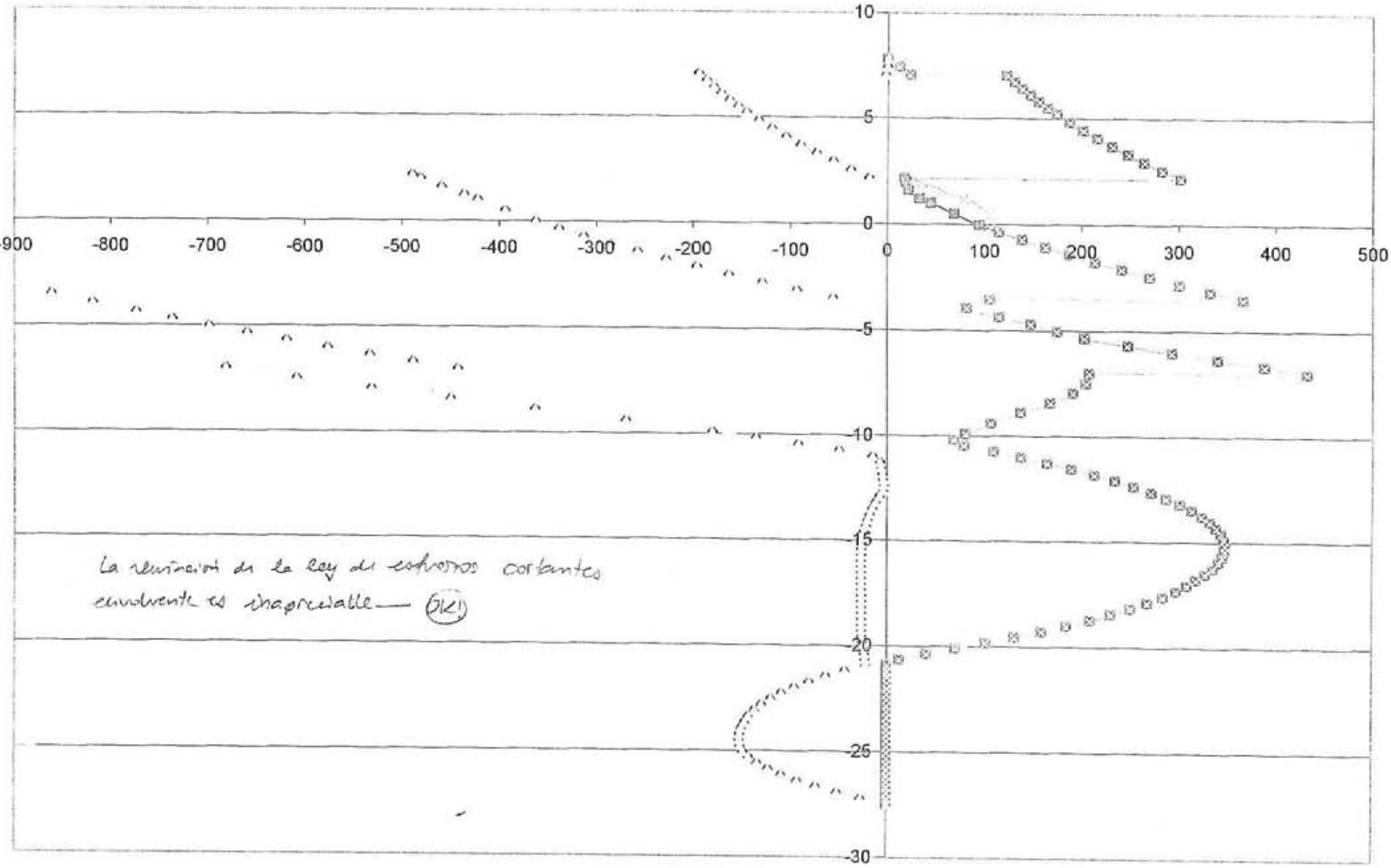


(DEL MISMO EJEMPLO ANTERIOR)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

V mín S INTERMEDIA — V máx S INTERMEDIA — V mín S INT CAMBIO PROC. CONSTR. — V máx S INT. CAMBIO PROC. CONSTR.

04/07/2005

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

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

ADENDA 2
CAMBIO EN EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2651
Fecha 28/09/05
CAN TUNIS - 0 - CT - C - 011110

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 21 septiembre de 2005

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO (B-17).
–FASES 4; 5 y 6-

ADENDA 2

1. ANTECEDENTES.

El Cruce de la Traza del Falso Túnel de Can Tunis con la carretera de Barcelona al enlace con el Aeropuerto (B-17) se resuelve a base de desvíos sucesivos del tráfico de la Gran Vía que permiten la ejecución del tramo por fases.

En esta zona está previsto un achique de aguas con un esquema similar al que se ha empleado en el Tramo de Pruebas, que permite rebajar las presiones de agua en el intradós de las pantallas.

En la primera de fase de excavación interior del Falso Túnel en esta zona, entre los PK:706+538.85 y 706+640 de la traza y entre los PK:000+127.84 y 000+200 del Ramal al Aeropuerto (aproximadamente), se alcanza la cota z=-0.70m, ligeramente por debajo del nivel freático original.

Con la intención de agilizar la excavación interior del Falso Túnel se plantea la posibilidad de realizar una primera excavación inicial hasta la cota z=+1.00 sin que se haya realizado el achique de aguas entre pantallas, y por lo tanto, sin haber alcanzado el régimen hidrológico que se había supuesto inicialmente durante construcción. Sólo se introducen cambios en la primera fase de excavación interior, que no es limitante y permite cierto margen de actuación.

La primera excavación inicial se completará una vez las presiones de agua coincidan con las inicialmente previstas y a partir de este momento se instalarán los puntales definitivos y se continuará con el procedimiento constructivo tal y como se había previsto desde un principio.

El Procedimiento de Excavación Interior que se plantea consiste en:

- Ejecución de las pantallas y losa de cubierta de las diferentes fases del cruce del Falso Túnel de Can Tunis con la Carretera de Barcelona al enlace con el Aeropuerto.
- Primera excavación interior hasta la cota z=+1.00m, entre los PK: 706+538.85 y 706+640 de la traza y entre los PK: 000+127.84 y 000+200 del Ramal al Aeropuerto, aproximadamente.
- Achique de aguas entre pantallas hasta alcanzar el estado definitivo de presiones de agua durante construcción.
- Completar primera excavación intermedia hasta z=-0.70m.
- Se continúa con el procedimiento constructivo tal y como se había definido originalmente

Este procedimiento constructivo puede consultarse con detalle en el apartado Planos de la Nota de Cálculo correspondiente.

En el Ramal a Aeropuerto existe una modificación del Procedimiento de excavación interior, definida en el Documento: "CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO (B-17) –FASES 4, 5 Y 6- ADENDA 1" del 4 de julio de 2005, en la que se verifica la posibilidad de ejecutar una rampa de entrada por el Ramal al Aeropuerto que permita agilizar la excavación interior. En el recálculo del Procedimiento Constructivo se ha tenido en cuenta, y se ha respetado, esta modificación previa.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Se ha realizado un recálculo completo de la pantallas del Tramo que se ven afectadas por el cambio del Procedimiento Constructivo. Se realiza una verificación de los esfuerzos sobre las pantallas, de las tensiones sobre el terreno y de los porcentajes de empuje pasivo máximo movilizado (en el recálculo se ha supuesto, del lado seguro, que la primera excavación intermedia, hasta z=-0.70m se realiza sin haber comenzado el achique de aguas).

Los cálculo correspondientes a dichas verificaciones pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria, en la que se incluye:

- Recálculo de la Fase 4 de la traza (secciones Inicial y Final)
- Recálculo de la Fase 5 de la traza (secciones Inicial y Final)
- Recálculo de la Fase 6 de la traza (sección Final)
- Recálculo de la Fase 4 del Ramal al Aeropuerto (rampa de acceso)
- Recálculo de la Fase 5 del Ramal al Aeropuerto (rampa de acceso)

3. CONCLUSIONES.

Las modificaciones introducidas en el Procedimiento de excavación interior del Falso Túnel en este tramo tienen una influencia muy baja en los esfuerzos sobre las pantallas, en las tensiones sobre el terreno y en los porcentajes de empuje pasivo máximo movilizado.

El cambio, de forma temporal, en las presiones de agua durante la primera excavación interior del Falso Túnel no introducen limitaciones en el diseño de las pantallas, por lo que éste sigue siendo válido.

Los cambios afectan únicamente a las presiones de agua en la primera fase de excavación interior. El resto del procedimiento constructivo no sufre modificaciones respecto del diseño original.



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

Barcelona, a 21 de septiembre de 2005

CRUCE B17 MODIFICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

FASES 4, 5 y 6

Se realiza la 1ª excavación intermedia sin haberse alcanzado el estado estacionario de presiones de agua

① FASE 4 SECCIÓN INICIAL (706+538,5)

Archivo original: P2RA4M3.RD

Archivo R100 P2RA4PC.RD

② FASE 4 SECCIÓN FINAL (706+595)

Archivo original: P2RA5M.RD

Archivo R100: P2RA5PC.RD

NOTE BOOK

FASE 4 SECCIÓN INICIAL

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA4PC *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.74 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 4¦ FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* SECCION INICIAL PK 706+538.55
* MODIFICACION DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO: SE EXCAVA LA
* PRIMERA FASE SIN HABERSE ALCANZADO EL ESTADO DE PRESIONES
* DE AGUA DE CONSTRUCCION
7.80✓
-29.0 1.0^3*2.726E6/12✓
12.80✓
* 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) 7.80✓
EXC(2) 7.80✓
SUB(1,1) 7.80 0.0 3.0 1.0✓
SUB(1,1) 7.80 3.0 4.0 2.0✓
SUB(1,1) 7.80 4.0 5.0 4.0✓
SUB(1,1) 7.80 5.0 6.0 6.0✓
SUB(1,1) 7.80 6.0 7.0 8.0✓
SUB(1,1) 7.80 7.0 8.0 10.0✓
SUB(1,1) 7.80 8.0 35.0 11.0✓
CAL✓
* ETAPA 1: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 327500✓
SUB(1) 7.8 0.0 35.0 11.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70
EXC(2) -0.70✓
CAL✓
* ETAPA 3: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -29.0 23.5✓
WAT(2) -10.25 0.0✓
WAT(2) -29.0 21.0✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=1.90 Y EXCAVACION HASTA Z=-4.70
STR 1.90 1.0 0.0 0.0 30000✓
EXC(2) -4.70✓
CAL✓
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.74 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.74 1.0 0.0 0.0 30000✓
EXC(2) -9.25✓
CAL✓
* ETAPA 5: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -7.35 1.0 0.0 0.0 65000✓
STR(0,3)✓
CAL✓
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
```

②

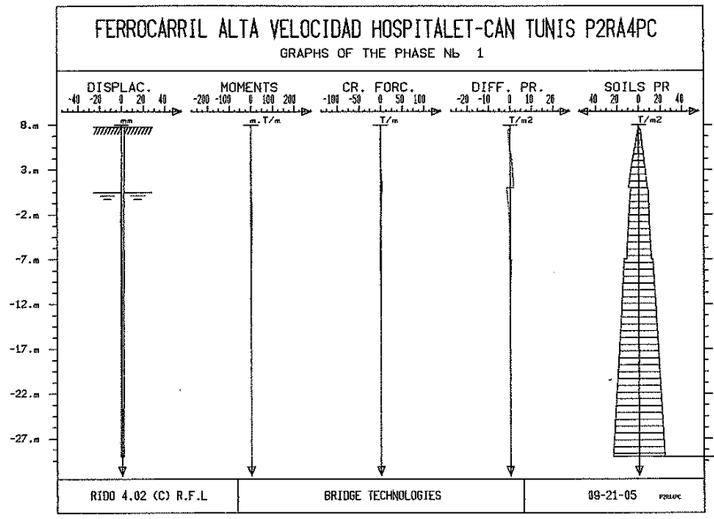
```
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -29.0 25.0
WAT(2,1) -7.35 0.0 3.0
WAT(2) -29.0 25.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*327500
STR -7.35 1.0 0.0 0.0 0.66*65000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```


FASE 4 SECCIÓN INICIAL

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN INICIAL 706+538.55

CAMBIO PROC. CONSTR: SE EXCAVA 1ª FASE ANTES DEL ACHIQUE DE AGUA.

ESTADO PREVIO:

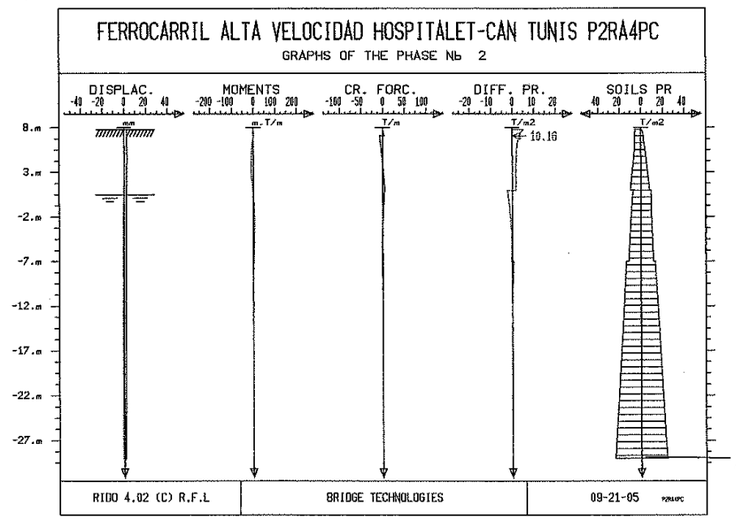


Se moviliza el 19,5% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

23,86 Tn/m³

~~ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN~~:

EJECUCIÓN CUBIERTA Y REPOSICIÓN CARRETERA

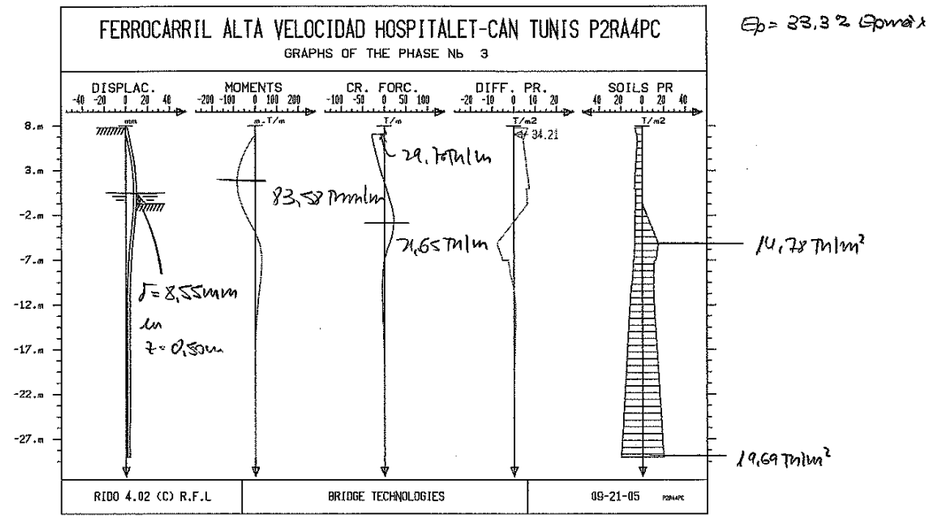


Ep = 19,6 % Epmáx

23,86 Tn/m³

~~EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:~~

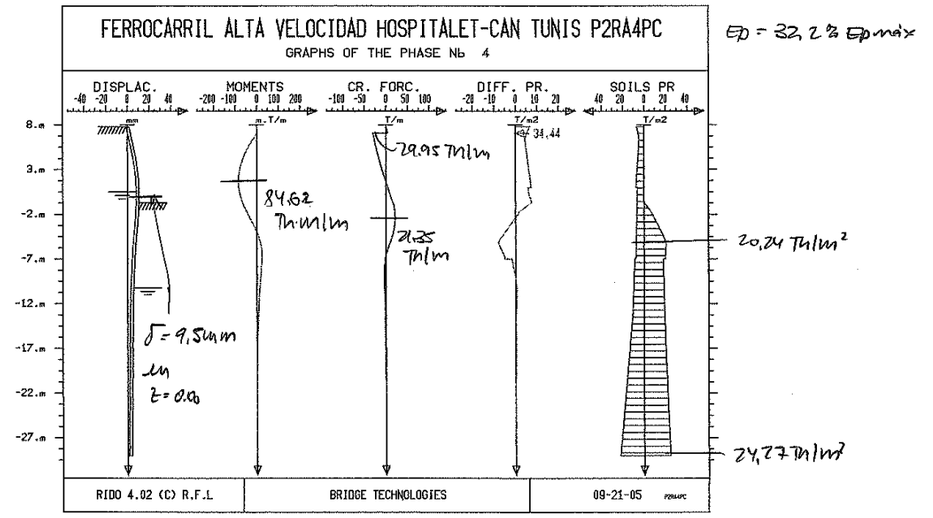
EXCAVACION HASTA Z=-0,70m



Ep = 33,3 % Epmax

~~EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:~~

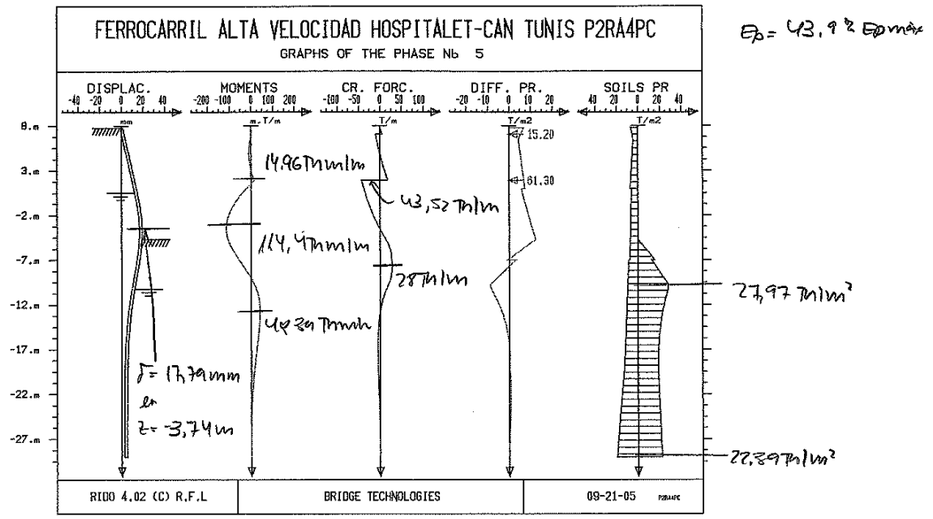
ACTUACIÓN DE AGUJAS HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN.



Ep = 32,2 % Epmax

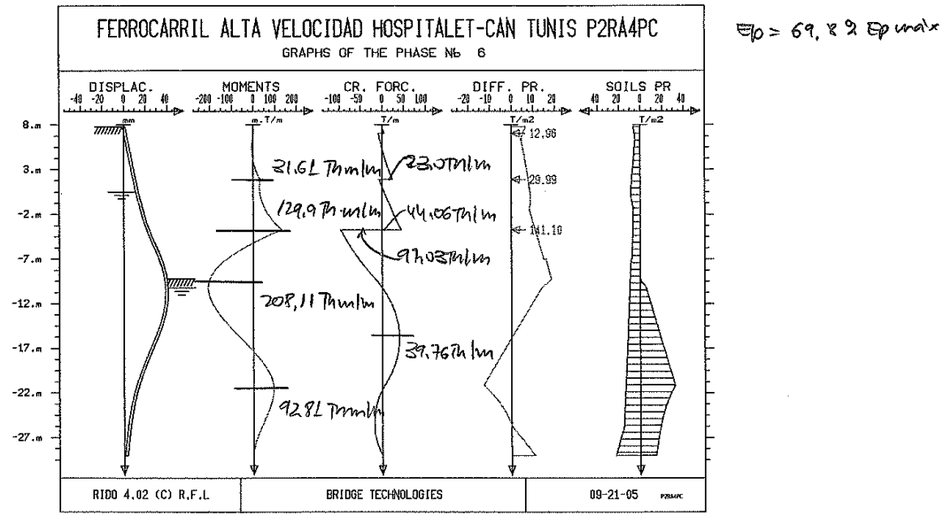
(5)

PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+1.90 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.70:



Ep = 43,9 % Epmax

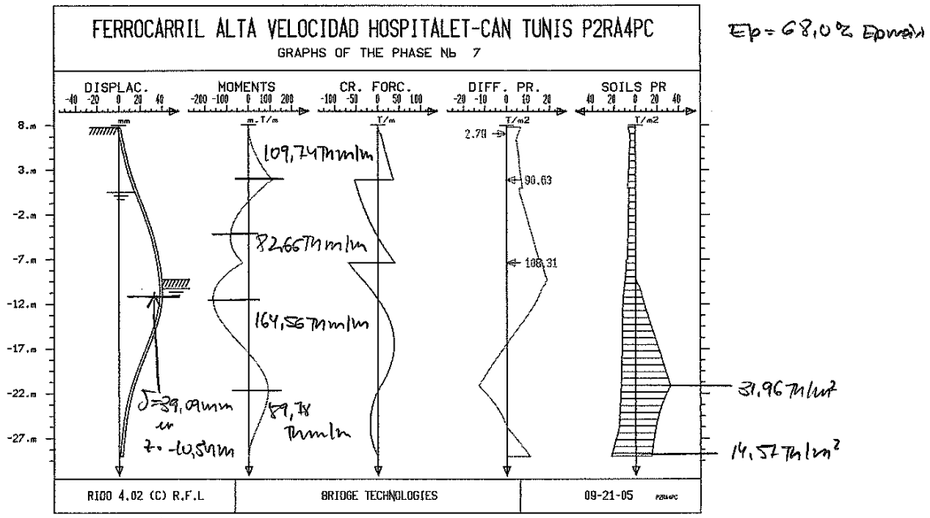
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.74 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



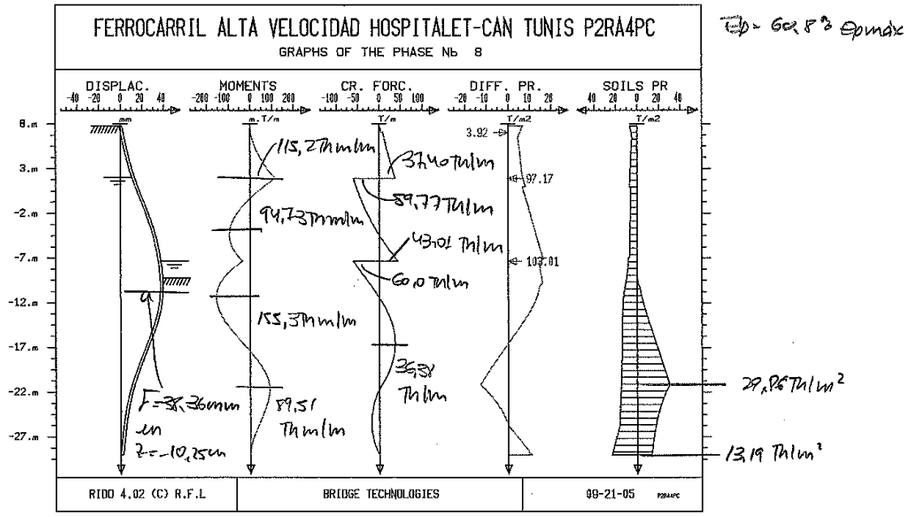
Ep = 69,8 % Epmax

(6)

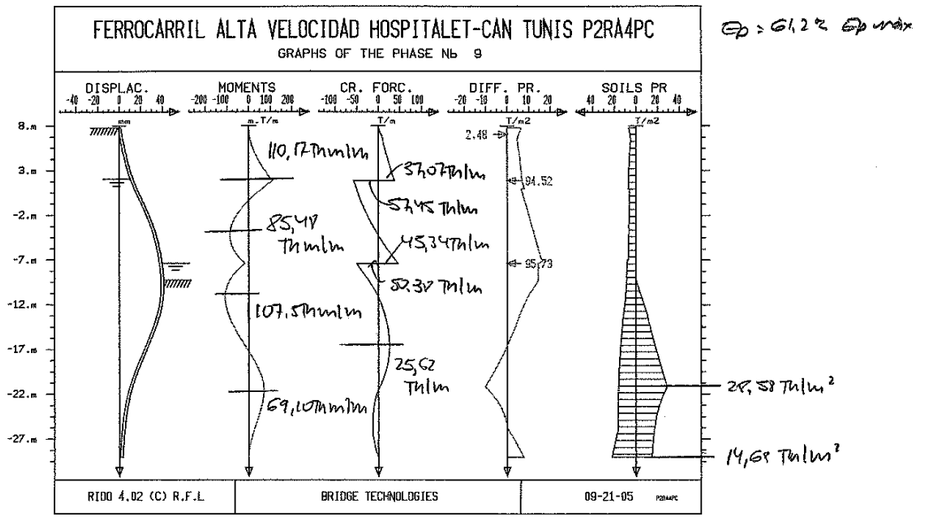
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



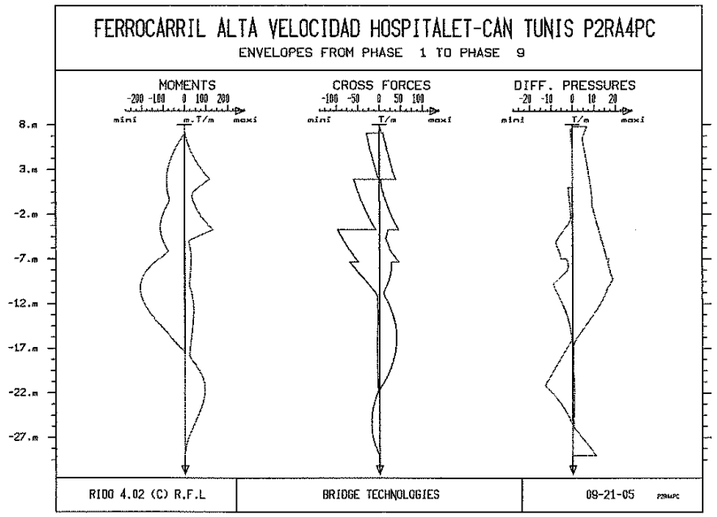
SUBIDA DEL NF:



FLUENCIA:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

FASE 4 SECCIÓN FINAL.

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA5MC *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -4.25m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 4¦ FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* SECCION FINAL PK 706+595
* MODIFICACION DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO: SE EXCAVA LA
* PRIMERA FASE SIN HABERSE ALCANZADO EL ESTADO DE PRESIONES
* DE AGUA DE CONSTRUCCION
7.8 ✓
-29.0 1.0^3*2.726E6/12✓
12.80✓
* 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) 7.80✓
EXC(2) 7.80✓
SUB(1,1) 7.80 0.0 3.0 1.0✓
SUB(1,1) 7.80 3.0 4.0 2.0✓
SUB(1,1) 7.80 4.0 5.0 4.0✓
SUB(1,1) 7.80 5.0 6.0 6.0✓
SUB(1,1) 7.80 6.0 7.0 8.0✓
SUB(1,1) 7.80 7.0 8.0 10.0✓
SUB(1,1) 7.80 8.0 35.0 11.0✓
CAL✓
* ETAPA 1: EJECUCION CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 682000.0✓
SUB(1) 7.80 0.0 35.0 11.0 ✓
CAL ✓
* ETAPA 2: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=0.70m
EXC(2) -0.70✓
CAL✓
* ETAPA 3: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -29.0 23.5✓
WAT(2) -10.5 0.0✓
WAT(2) -29.0 21.0✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=1.15 Y EXCAVACION HASTA Z=-5.60
STR 1.15 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -5.60✓
CAL ✓
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.25 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -4.25 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -9.50✓
CAL✓
* ETAPA 5: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -7.80 1.0 0.0 0.0 130000✓
STR(0,3)✓
CAL✓
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS✓
WAT(1) 2.0 0.0✓
```

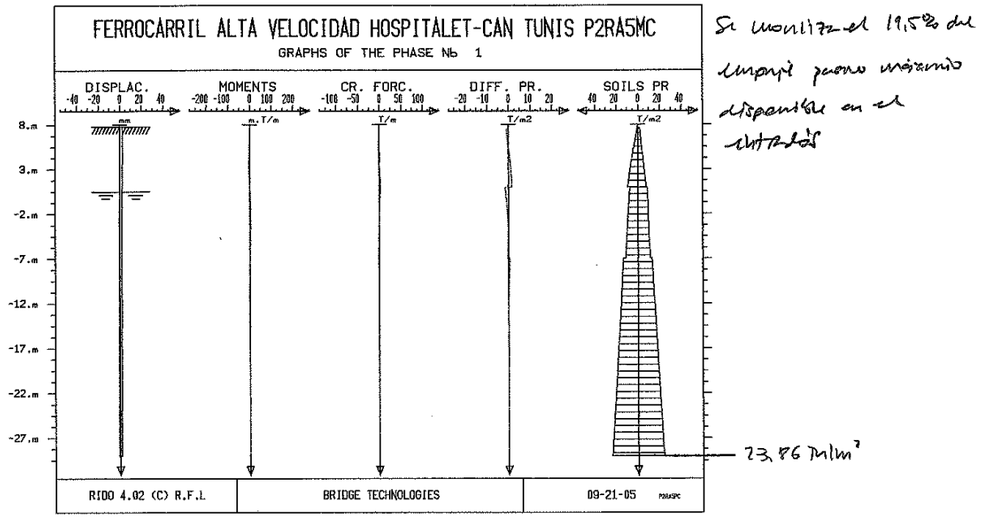


```
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -29.0 25.0✓
WAT(2,1) -7.80 0.0 4.0✓
WAT(2) -29.0 25.0✓
CAL✓
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12✓
STR(0,1)✓
STR(0,4)✓
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*682000✓
STR -7.80 1.0 0.0 0.0 0.66*130000✓
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

FASE 4 SECCIÓN FINAL

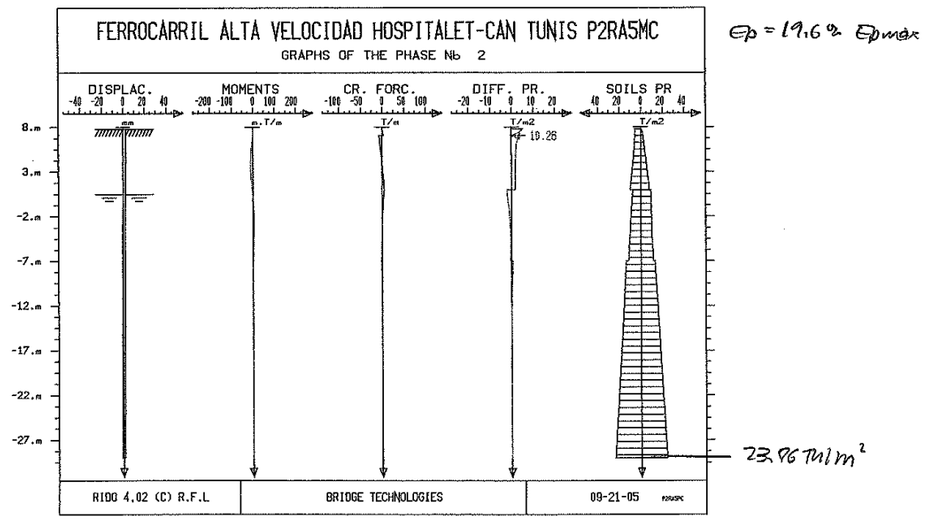
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN FINAL 706+595
CAMBIO PROC. CONSTR: SE EXCAVA 1ª FASE ANTES DEL ACHIQUE DE AGUA.

ESTADO PREVIO:



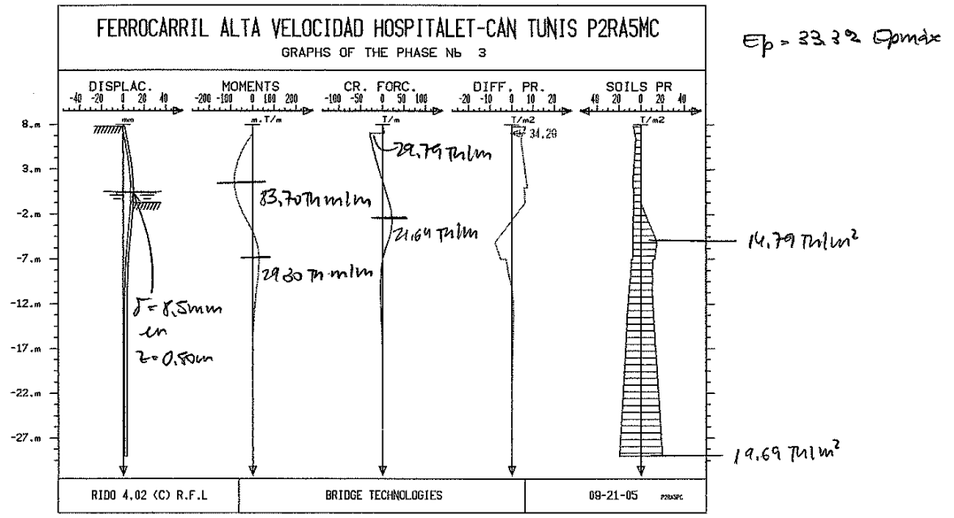
Se moviliza el 19,5% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



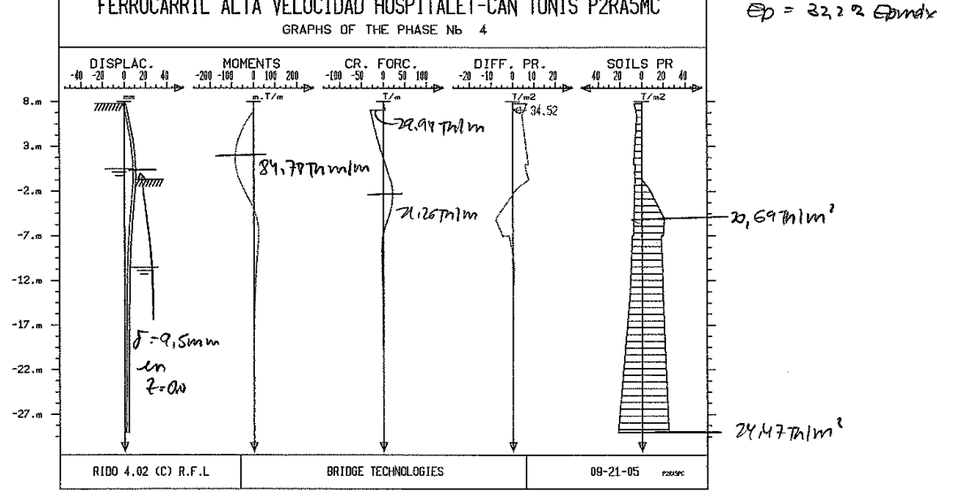
Ep = 19,6 % Epmax

EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:



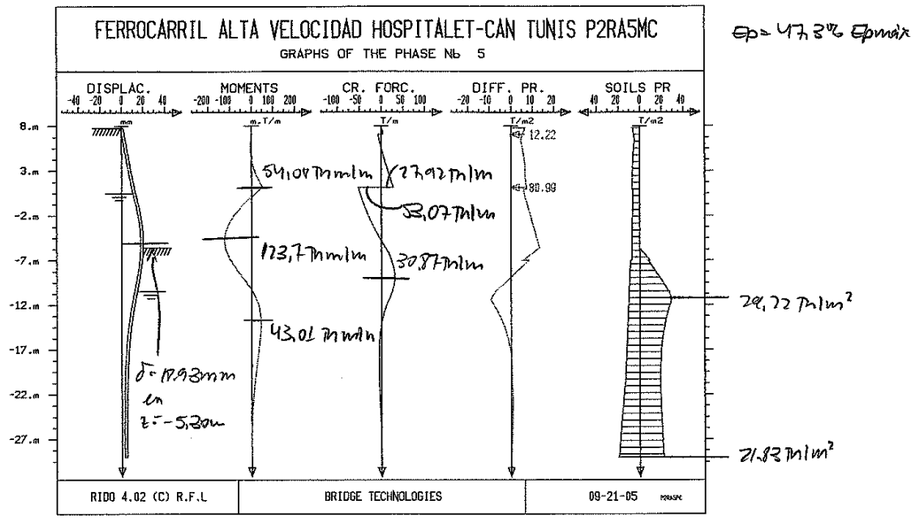
Ep = 33,3 % Epmax

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

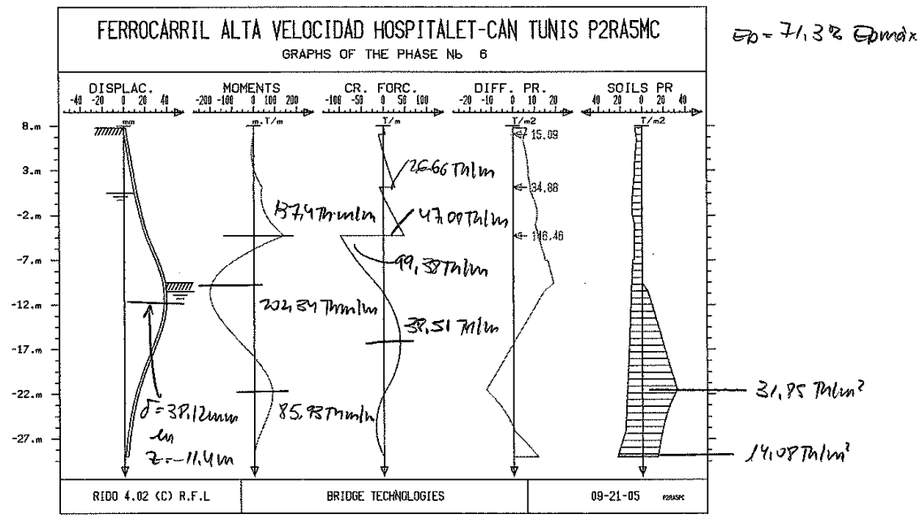


Ep = 32,2 % Epmax

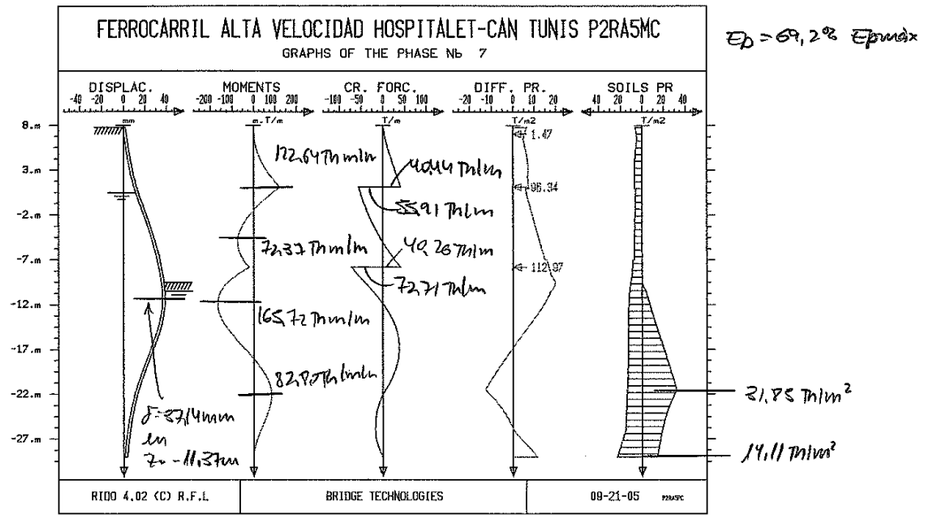
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+1.15 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-5.60:



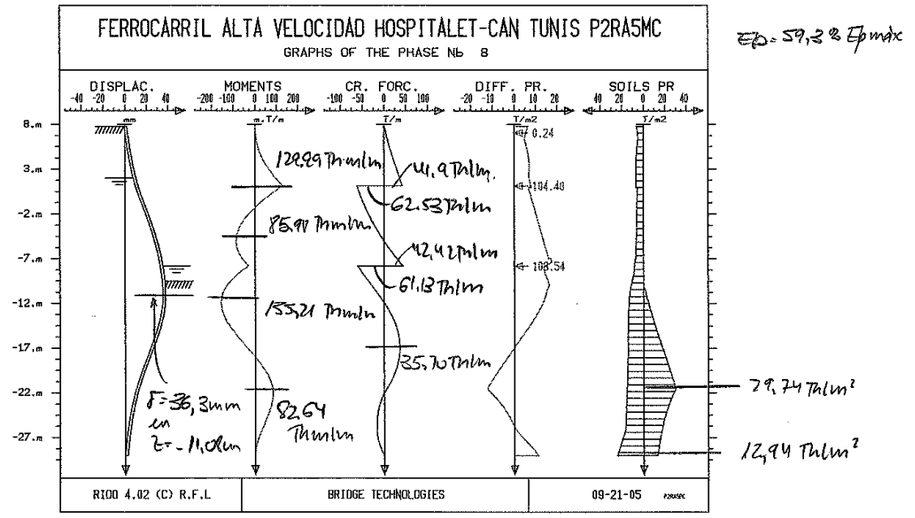
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.25 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



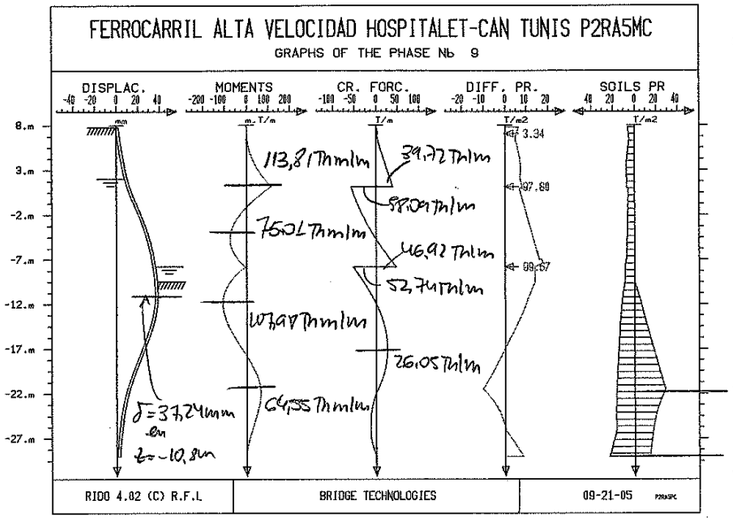
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



SUBIDA DEL NF:

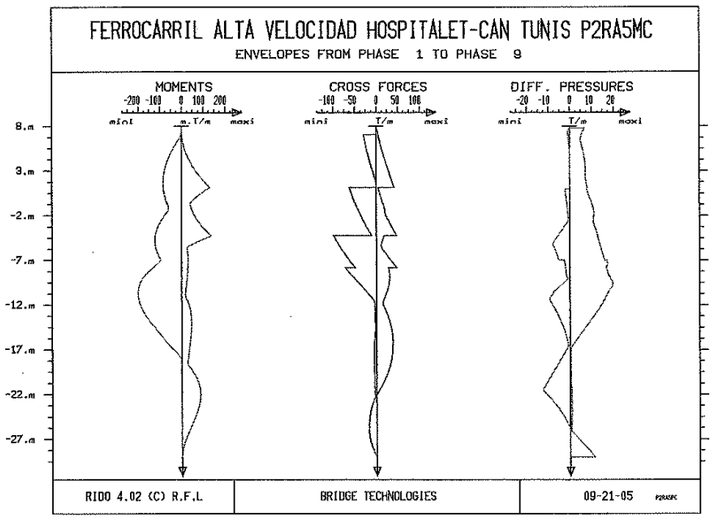


FLUENCIA:



Ep = 52,9 % Epasivo

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

Can Tunis 21-Sept-05

ARMADO:

FLEXIÓN:

TRACCIÓN:

- Momento último con (6+6+2) Ø32

  A_s = 112,59 cm²/m

  m_u = 3217,27 KN.m/m m_{adm} = 2144,85 KN.m/m

  Se tiene m_{adm} = 2144,85 KN.m/m entre -13,0 m y -7,00 m

- Momento último con (6+6) Ø32

  A_s = 96,53 cm²/m

  m_u = 2945,10 KN.m/m m_{adm} = 1963,4 KN.m/m

  Se tiene m_{adm} = 1963,4 KN.m/m hasta z = -14,0 m

  Si tiene m_{adm} = 1963,4 KN.m/m hasta z = -6,00 m

- Momento último con 6Ø32 + 6Ø25

  A_s = 77,706 cm²/m

  m_u = 2468,9 KN.m/m m_{adm} = 1645,93 KN.m/m

  Se tiene m_{adm} = 1645,93 KN.m/m hasta z = -16,0 m

  Si tiene m_{adm} = 1645,93 KN.m/m hasta z = -4,00 m

- Momento último con 6Ø25 pral

  A_s = 29,454 cm²/m

  m_u = 1081,85 KN.m/m m_{adm} = 721,24 KN.m/m

- Momento último con (6+6) Ø25

  A_s = 58,908 cm²/m

  m_u = 1945,51 KN.m/m m_{adm} = 1297,0 KN.m/m

NOTE BOOK

Can Tunis 21-Sept-05

TRASDÓS

- Momento último con (6+5) Ø32

A_s = 88,462 cm²/m

m_{uu} = 2747,14 KN·m/m; m_{adm} = 1831,43 KN·m/m

Se tiene m_{adm} = 1831,43 KN·m/m entre z = -6,00 y z = -4,00m

- Momento último con 6Ø25 + 5Ø32

A_s = 69,664 cm²/m

m_u = 2250,75 KN·m/m; m_{adm} = 1500,5 KN·m/m

- Momento último con 6Ø32

A_s = 48,252 cm²/m

m_{uu} = 1711,8 KN·m/m; m_{adm} = 1141,2 KN·m/m

CORTANTE

- Cortante último con 8 ramas Ø12 a 015 en 5,0m

A_d = 33,51 cm²/m/m

A_s = (6+6) Ø25 como mínimo. A_s = 58,908 cm²/m

V_u = 1352,04 KN/m

V_{adm} = 901 KN/m

- Cortante último con 8 ramas Ø12 a 015 en 5,0m

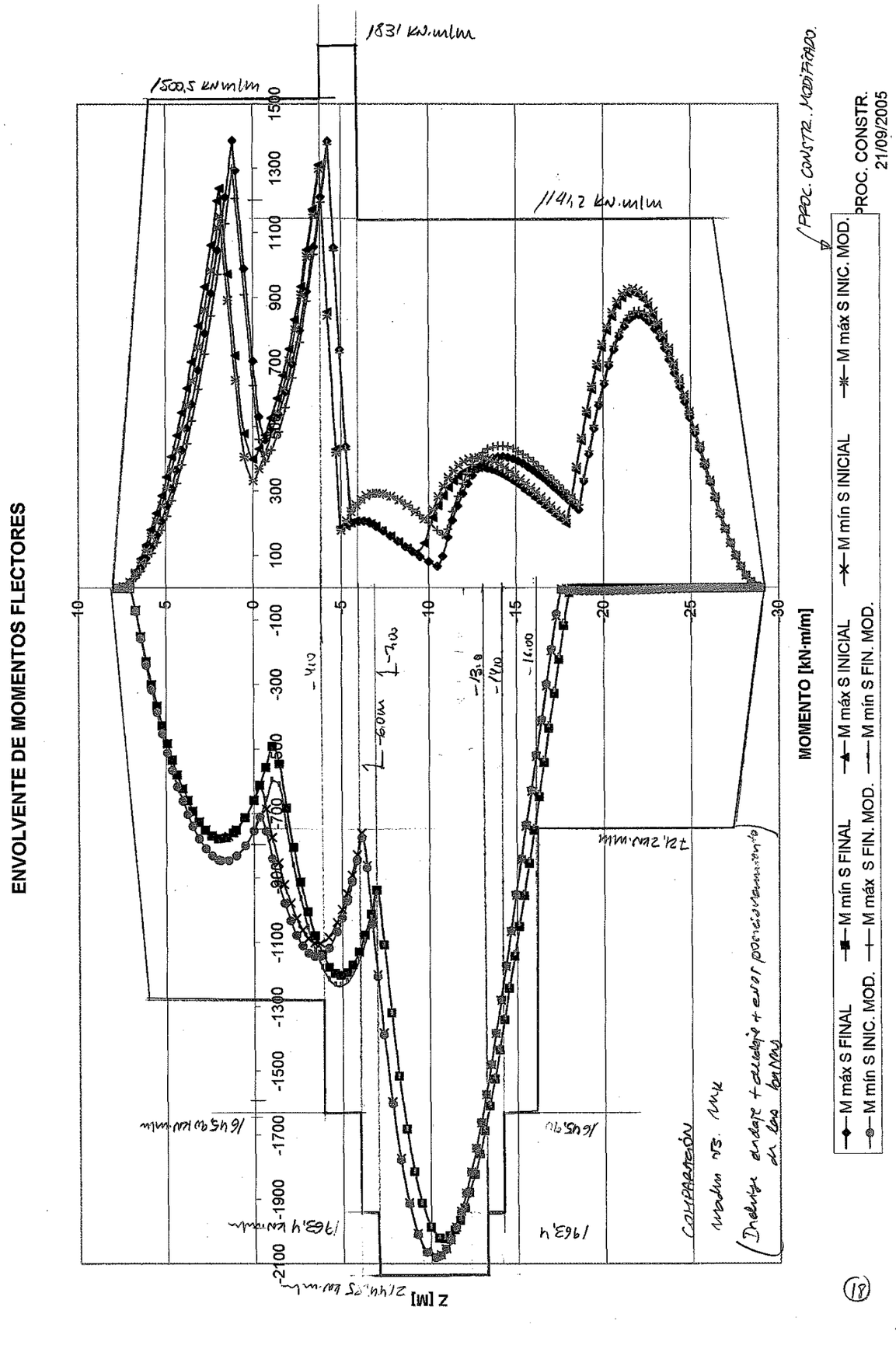
A_d = 12,064 cm²/m/m

A_s = 29,454 cm²/m (6Ø25 como mínimo)

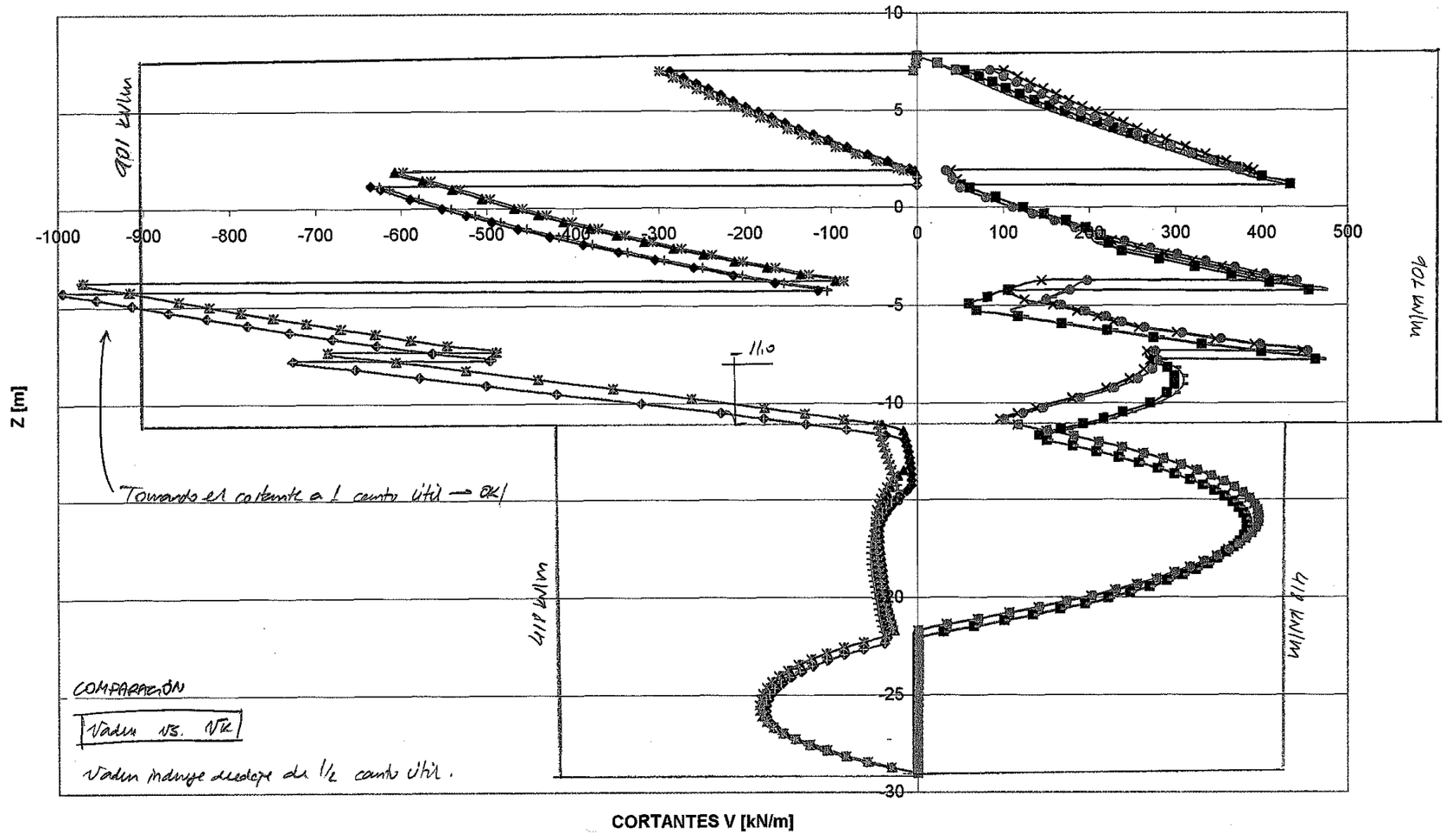
V_u = 628,4 KN/m

V_{adm} = 418,9 KN/m

NOTE BOOK



ENVOLVENTE DE CORTANTES



V mín S FINAL — V máx S FINAL — V mín S INICIAL — V máx S INICIAL — V mín S INIC. MOD.
V máx S INIC. MOD. — V mín S FIN. MOD. — V máx S FIN. MOD.

PROC. CONSTR.
21/09/2005

Can Tunis - 2 - 21-sept-05

③ FASE 3 SECCIÓN INICIAL (706 + 595)

Idem FASE 4 SECCIÓN FINAL

④ FASE 5 SECCIÓN FINAL (706 + 600)

Armado original: P2 PAG 44 C.AO

Armado PROP: P2 PAG Pt. 2.0

NOTE BOOK

FASE 5. SECCIÓN FINAL

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA6PC *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -4.50m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 5¦ FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* SECCION FINAL PK 706+620
* MODIFICACION DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO: SE EXCAVA LA
* PRIMERA FASE SIN HABERSE ALCANZADO EL ESTADO DE PRESIONES
* DE AGUA DE CONSTRUCCION
7.8
-29.0 1.0^3*2.726E6/12
12.80
* 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) 7.80
EXC(2) 7.80
SUB(1,1) 7.80 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 7.80 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 7.80 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 7.80 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 7.80 6.0 7.0 8.0
SUB(1,1) 7.80 7.0 8.0 10.0
SUB(1,1) 7.80 8.0 35.0 11.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 682000.0
SUB(1) 7.8 0.0 35.0 11.0
CAL
* ETAPA 2: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70
EXC(2) -0.70
CAL
* ETAPA 3: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -29.0 23.5
WAT(2) -10.8 0.0
WAT(2) -29.0 20.0
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=0.80 Y EXCAVACION HASTA Z=-6.00
STR 0.80 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -6.0
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.50 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -4.50 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -9.80
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -8.10 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
```

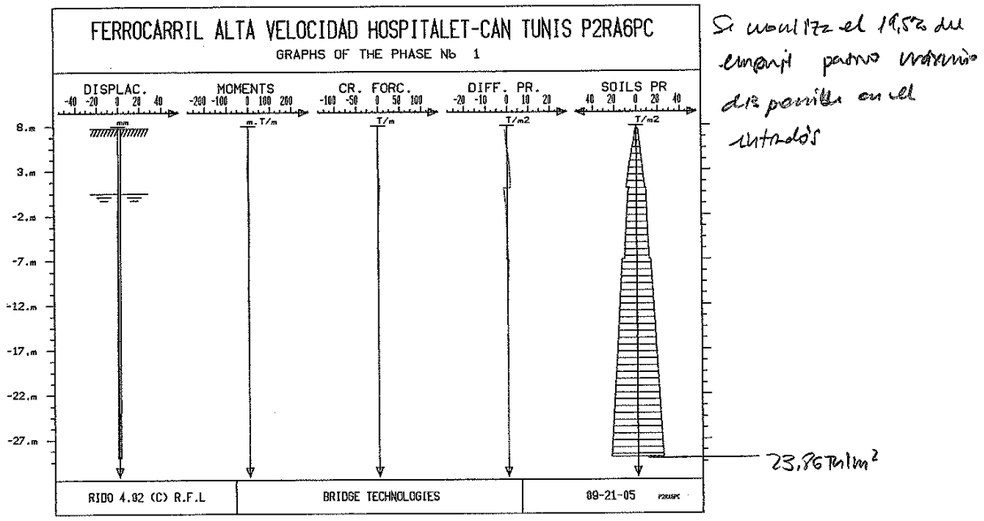
(2)

```
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -29.0 25.0
WAT(2,1) -8.10 0.0 4.0
WAT(2) -29.0 25.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*682000
STR -8.10 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

(3)

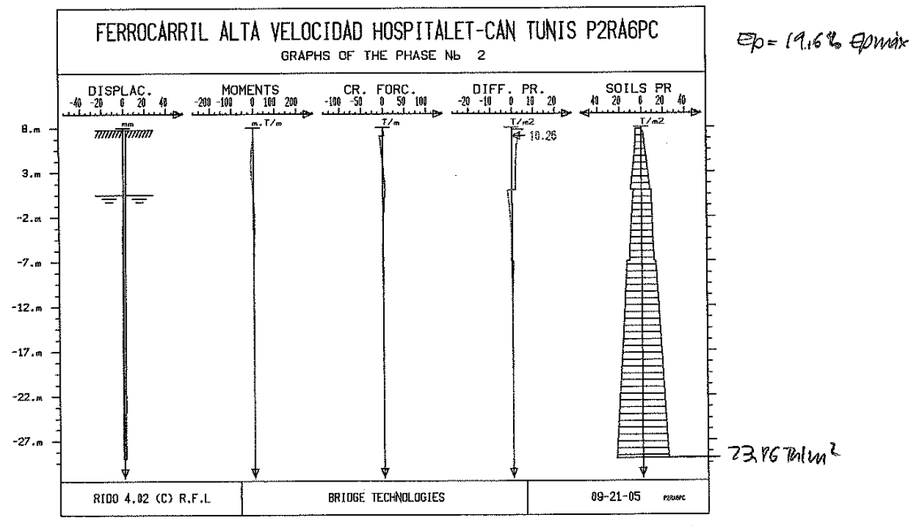
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN FINAL FASE 5. 706+620
CAMBIO PROC. CONSTR: SE EXCAVA 1ª FASE SIN HABER ACHICADO AGUA

ESTADO PREVIO:



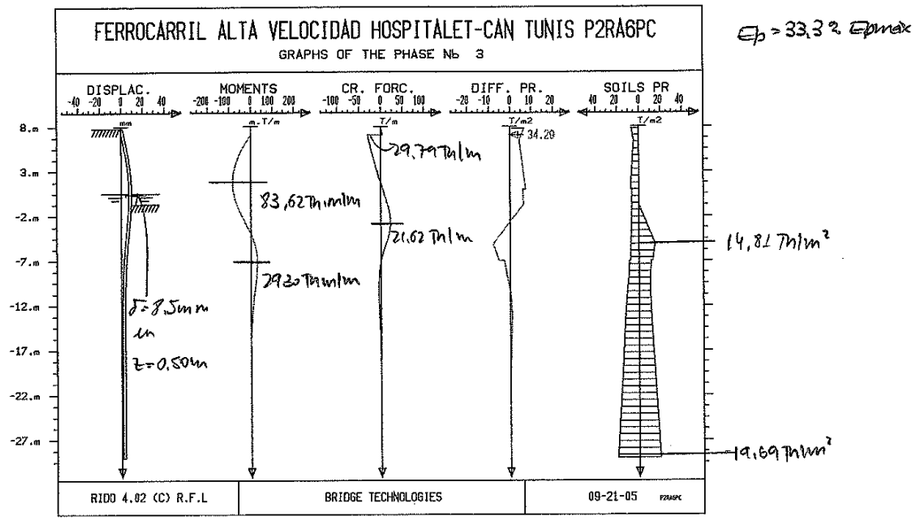
Si movilizo el 19,5% del empuje pasivo máximo de pantalla en el intrados

EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



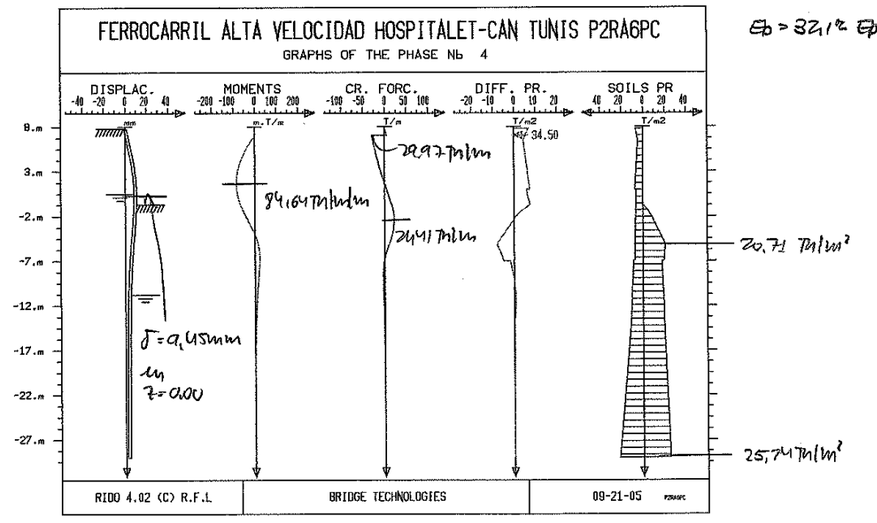
Ep = 19,16% Epmáx

EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:



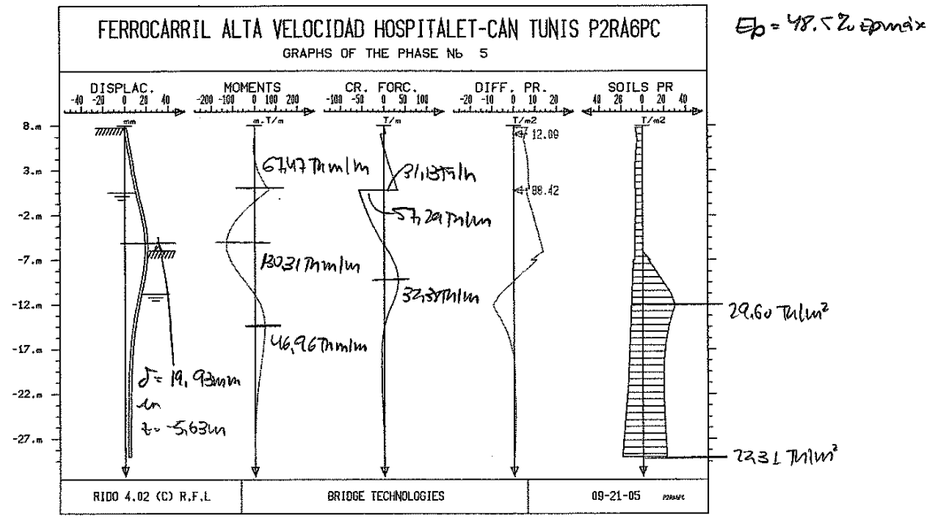
Ep = 33,3% Epmáx

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

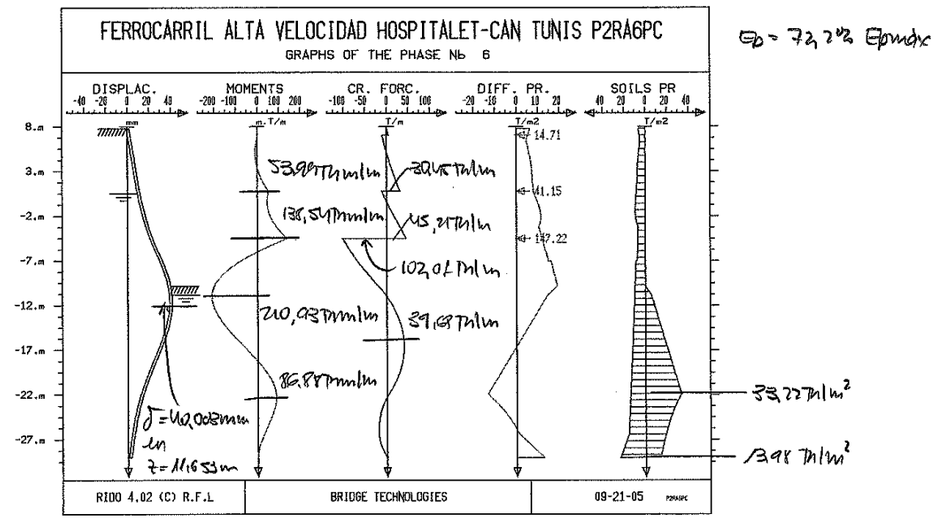


Ep = 32,1% Epmáx

PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+0.80 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.00:

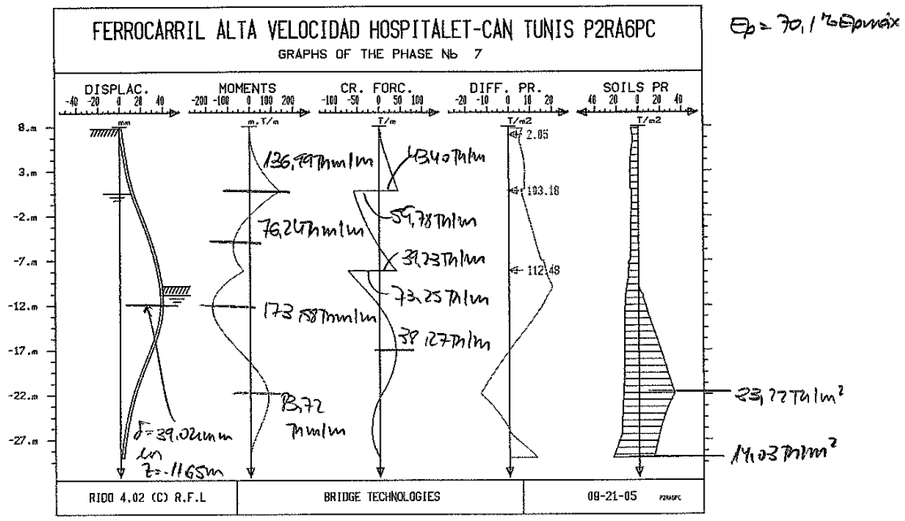


PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.50 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:

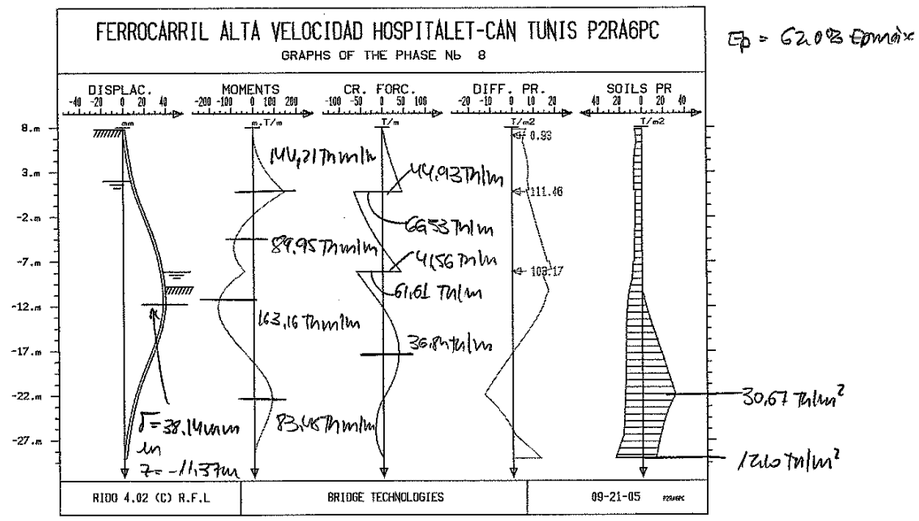


6

EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:

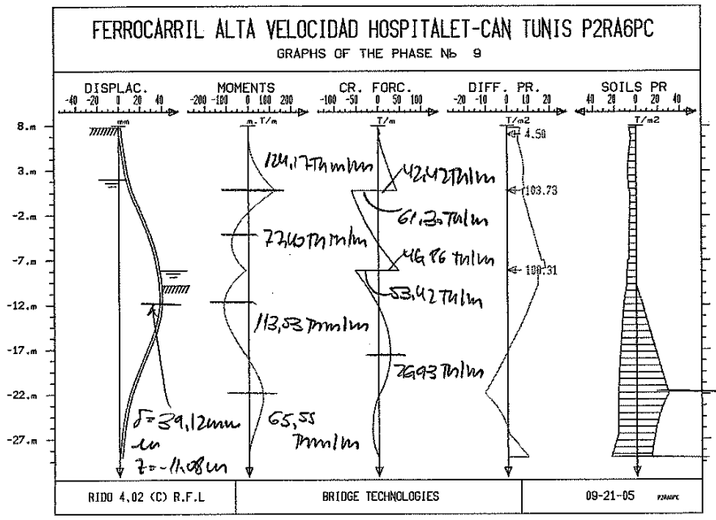


SUBIDA DEL NF:



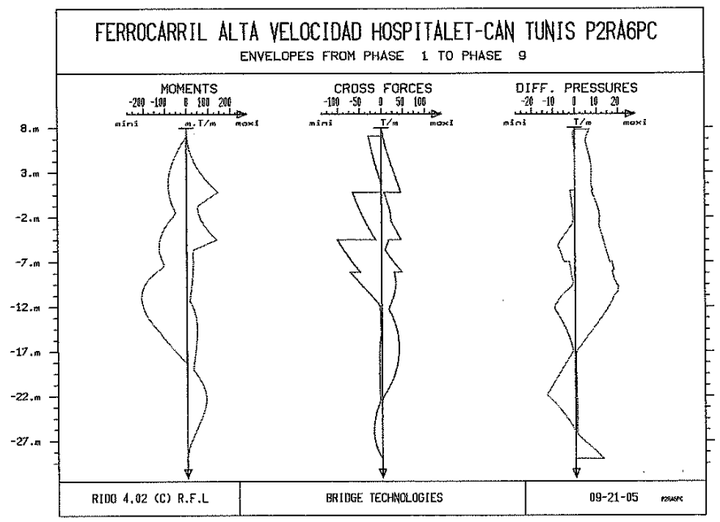
7

FLUENCIA:



Ep. 62,5% Epanix

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS).

Can Tunis 21-Sept-05

ARMADO

INTRADÓS

. Momento último con (6+6+2) Φ32

A_s = 112,59 cm²/m

M_{um} = 3217,17 KN·m/m; M_{adm} = 2145 KN·m/m

Se tiene M_{adm} = 2145 KN·m/m entre z = -13,0 y -7,50m

. Momento último con (6+6) Φ32 pmd

A_s = 96,504 cm²/m

M_{um} = 2945,10 KN·m/m; M_{adm} = 1963,4 KN·m/m

Se tiene M_{adm} = 1963,4 hasta z = -14,0m

Se tiene M_{adm} = 1963,4 hasta z = -6,50m

. Momento último con 6Φ32 + 6Φ25

A_s = 77,706 cm²/m

M_{um} = 2468,9 KN·m/m; M_{adm} = 1695,9 KN·m/m

Se tiene M_{adm} = 1645,9 KN·m/m hasta z = -16,50m

Se tiene M_{adm} = 1645,9 KN·m/m hasta z = -4,00m

. Momento último con 6Φ25

A_s = 29,454 cm²/m

M_{um} = 1081,86 KN·m/m; M_{adm} = 721,24 KN·m/m

. Momento último con (6+6) Φ25

A_s = 58,908 cm²/m

M_{um} = 1945,51 KN·m/m; M_{adm} = 1297,01 KN·m/m

NOTE BOOK

Can Tunis 21-Sept-05

TRAMOS

- Momento último con (6+6) ϕ32 pmd

A_s = 96,504 cm²/m

u_{um} = 2945,1 kN·m/m; u_{madm} = 1963,4 kN·m/m

Si tiene u_{madm} = 1963,4 kN·m/m entre z = −6,00 y z = −4,00 m

- Momento último con 6ϕ25 + 6ϕ32

A_s = 77,706 cm²/m

u_{um} = 2968,9 kN·m/m; u_{madm} = 1645,93 kN·m/m

Si tiene u_{madm} = 1645,93 kN·m/m hasta z = +4,00 m

- Momento último con 6ϕ32

A_s = 48,252 cm²/m

u_{um} = 1711,8 kN·m/m; u_{madm} = 1141,2 kN·m/m

CORTANTES.

- Cortante último con 8 ramas ϕ20 a 0,15 en 5,00 m

A_d = 33,51 cm²/m/m

A_s = 58,91 cm²/m (Como mínimo (6+6) ϕ25 pmd)

V_{um} = 1352,05 kN/m · V_{adm} = 901,4 kN/m

Si tiene V_{adm} = 901,4 kN/m hasta z = −11,50 m

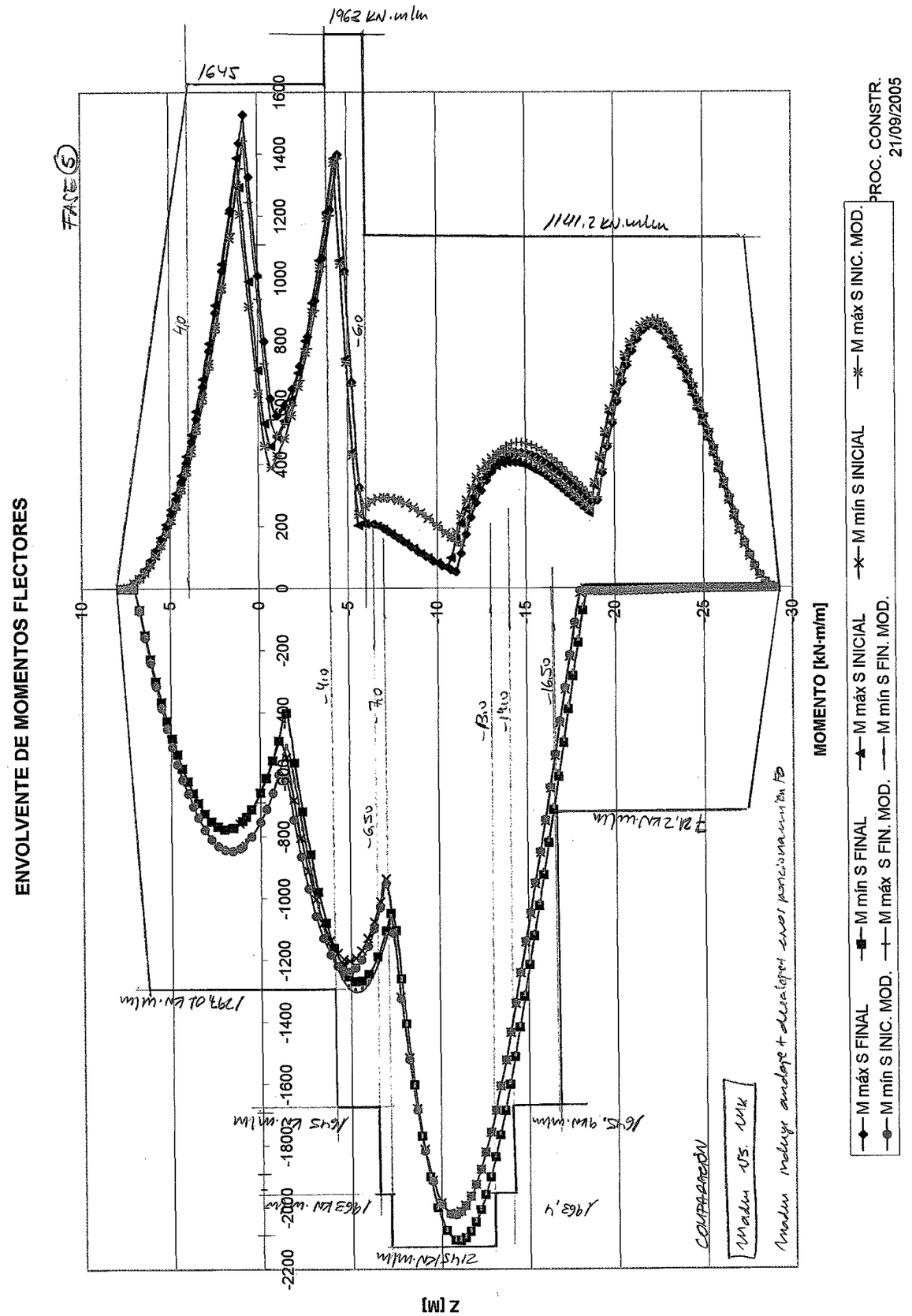
- Cortante último con 8 ramas ϕ12 a 0,15 en 5,00 m

A_d = 12,064 cm²/m/m

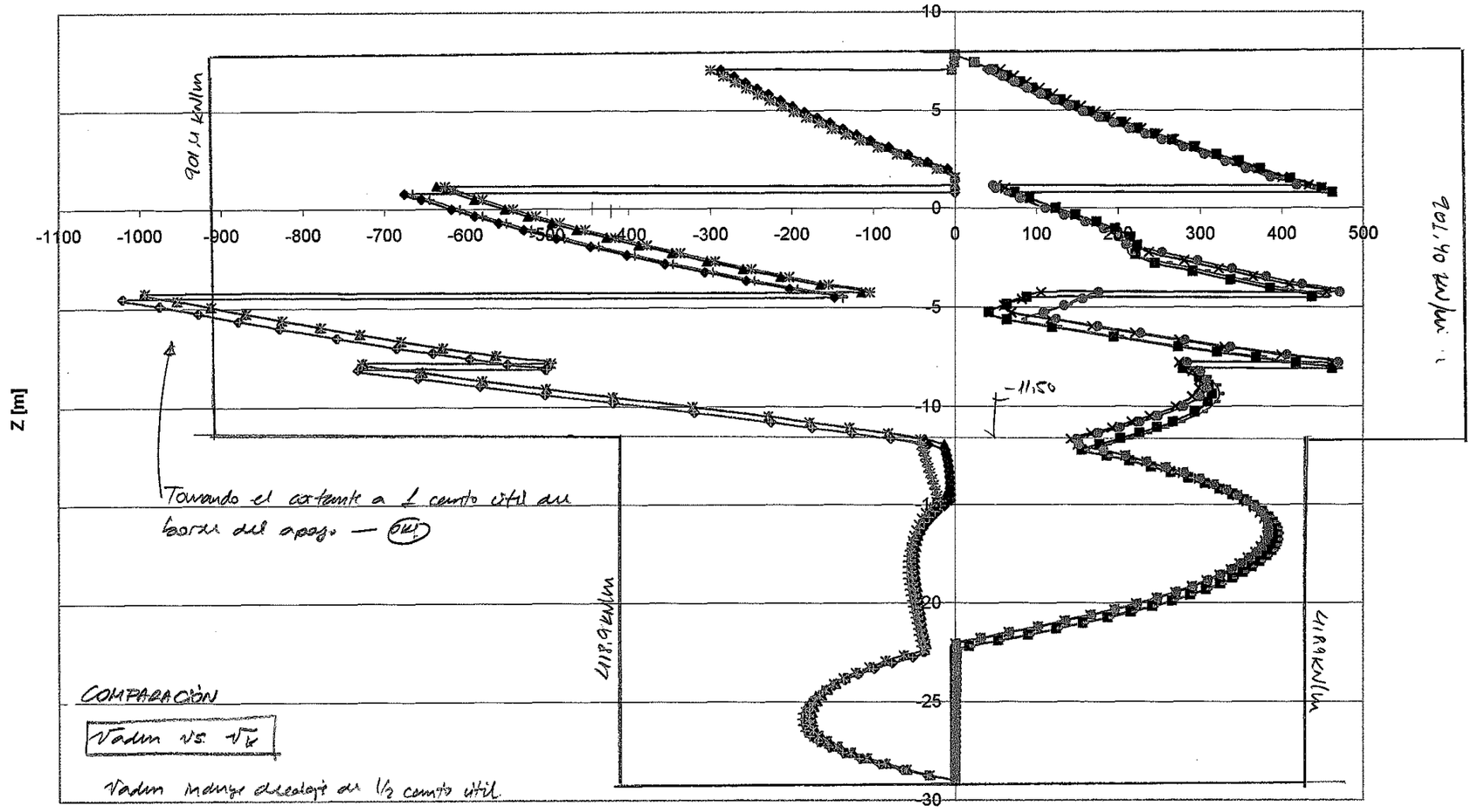
A_s = 29,454 cm²/m

V_{um} = 628,42 kN/m/m V_{adm} = 418,94 kN·m/m

NOTE BOOK



ENVOLVENTE DE CORTANTES



PROC. CONSTR.
21/09/2005

Can Ricart - 3 - 21-Sept-05

(5) FASE 5: CANAL ABIERTO.

Zona de Rampas para excavación interior

Arduino original — P2 RAMPA EXC. EXT

Arduino 4100 — P2 RAMPA EXC. EXT

Nos: En este tramo ya no afectan los terraplenes del Canal en la B-7 → El cimentado sobre pilotes.

Se cambia la ubicación Arduino para no tener cimentación

Ver NOTAS en ANEXOS en FASE 5 anterior

(1)

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA6RPC *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 5¦ FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* SECCION FINAL PK 0+200
* RAMPA DE ACCESO DESDE EL RAMAL AL AEROPUERTO
* MODIFICACION DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO: SE EXCAVA LA
* PRIMERA FASE SIN HABER ACHICADO LAS AGUAS.
7.8
-29.0 1.0^3*2.726E6/12
12.80
* 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) 7.80
EXC(2) 7.80
SUB(1,1) 7.80 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 7.80 3.0 35.0 2.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 682000.0
SUB(1) 7.80 0.0 35.0 2.0
CAL
* ETAPA 2: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70
EXC(2) -0.70
CAL
* ETAPA 3: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -29.0 23.5
WAT(2) -10.0 0.0
WAT(2) -29.0 21.0
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=1.0 Y EXCAVACION HASTA Z=-6.00
STR 1.0 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -5.80
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.30 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -4.30 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -9.20
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -7.5 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -29.0 25.0
WAT(2,1) -7.50 0.0 4.0
WAT(2) -29.0 25.0
CAL
* ETAPA 8: FLUENCIA
```

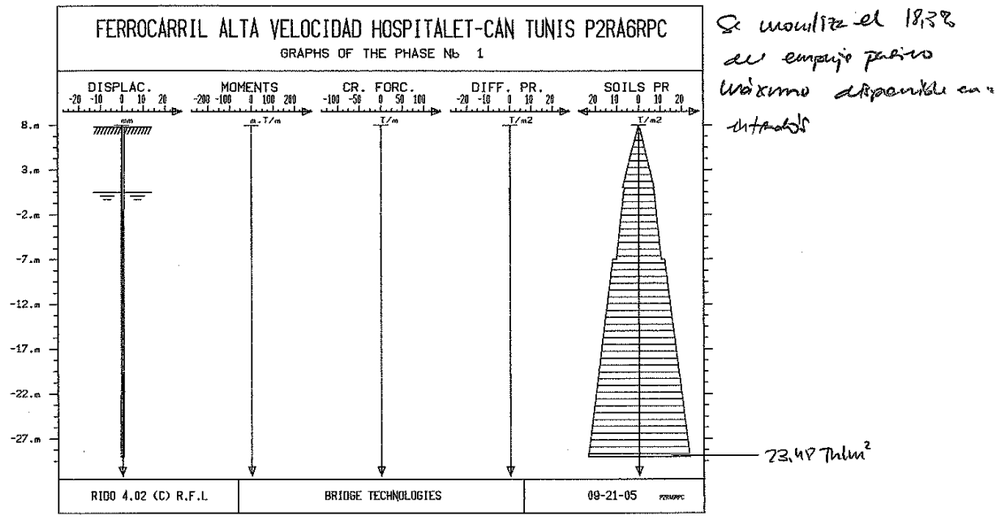
(2)

```
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*682000
STR -7.50 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

(3)

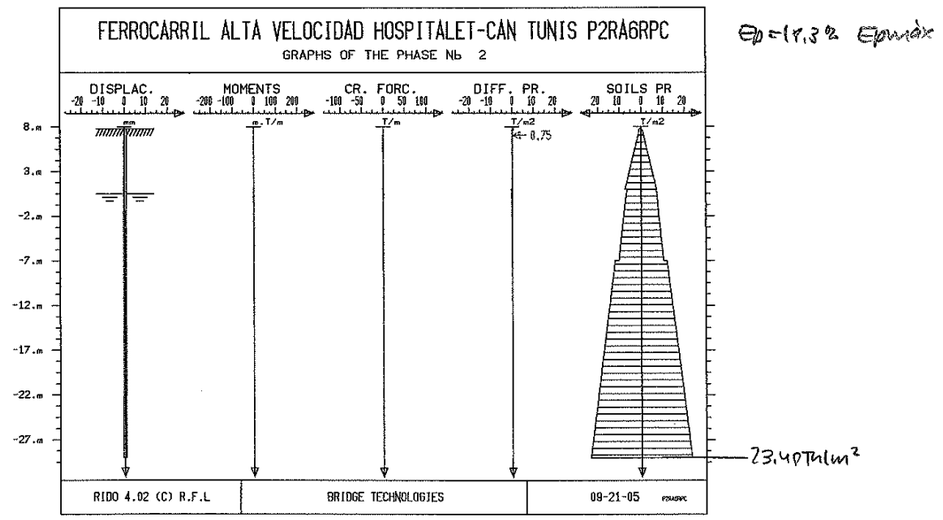
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN FINAL 0+200
FASE 5. RAMAL AEROPUERTO. RAMPA DE ENTRADA
CAMBIO DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO: SE EXCAVA 1ª FASE ANTES DEL ACHIQUE DE AGUAS.

ESTADO PREVIO:



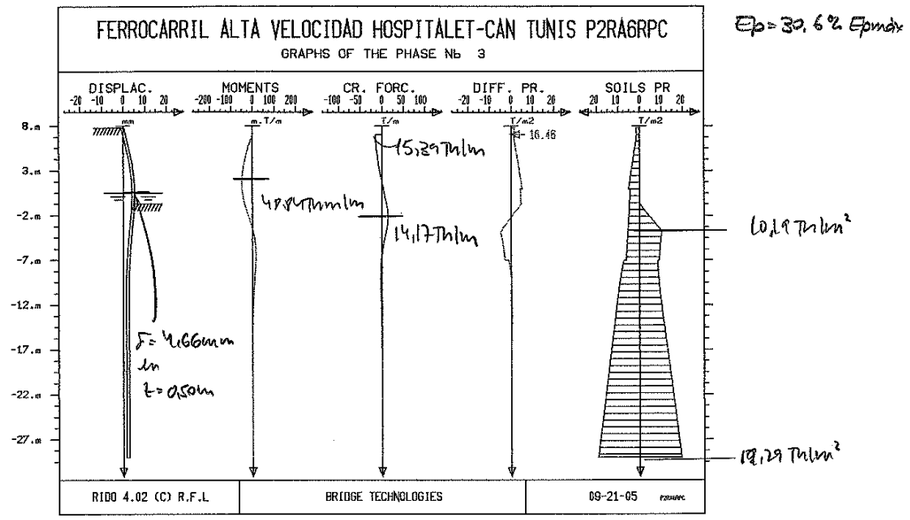
Se moviliza el 18,3% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



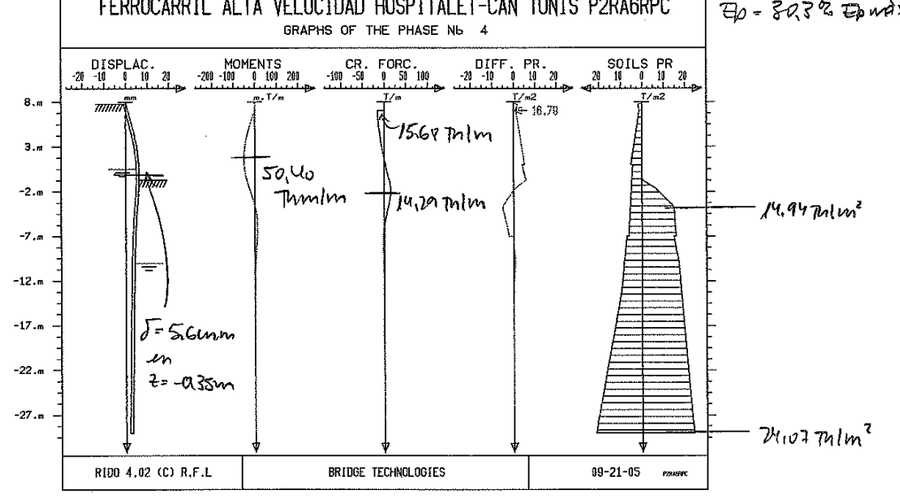
Ep = 17,3 % Epmáx

EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:



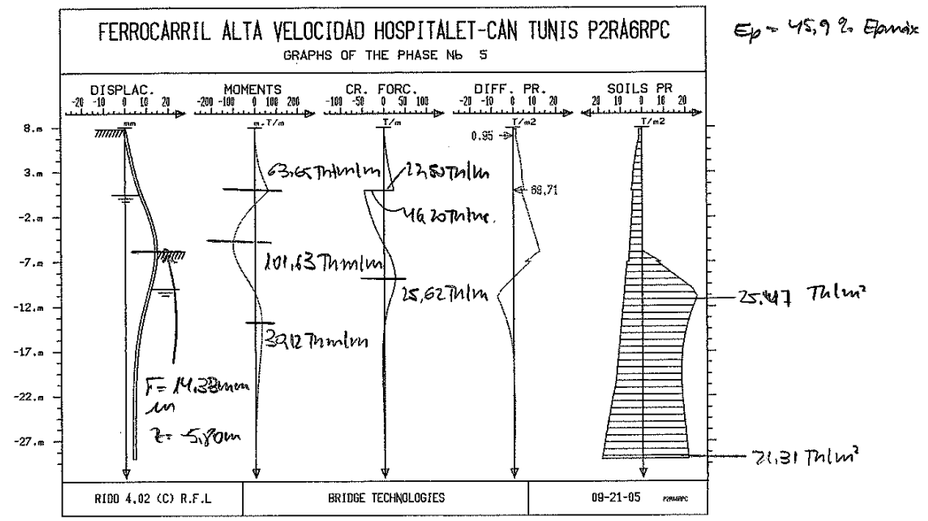
Ep = 30,6 % Epmáx

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

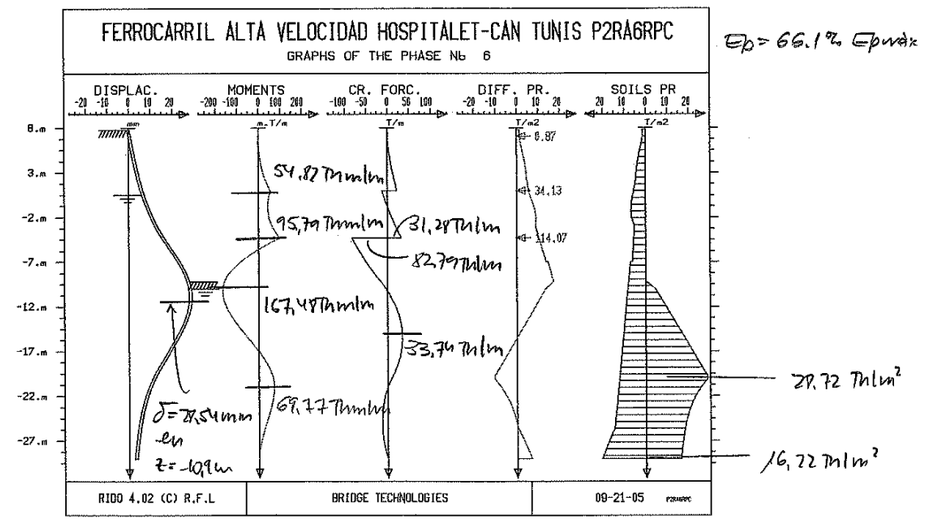


Ep = 29,3 % Epmáx

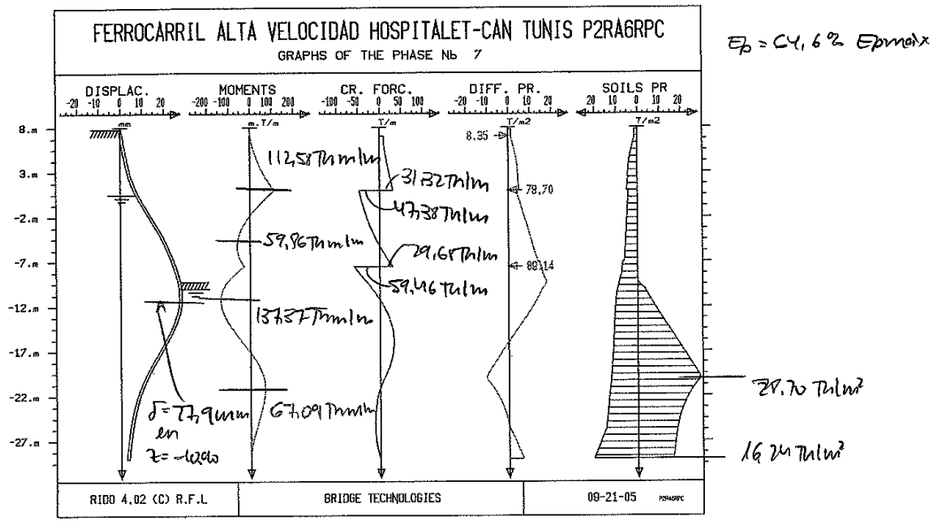
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+1.00 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-5.80:



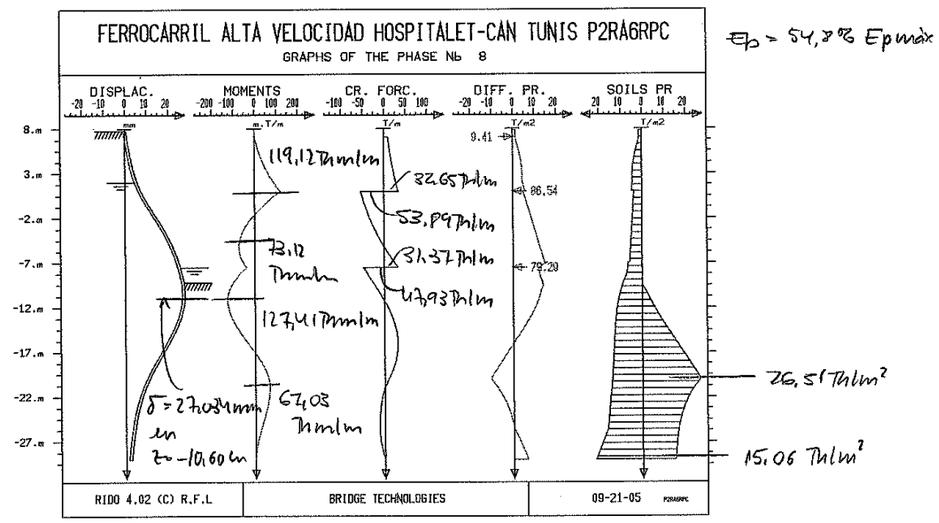
COLOCACIÓN PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.30 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



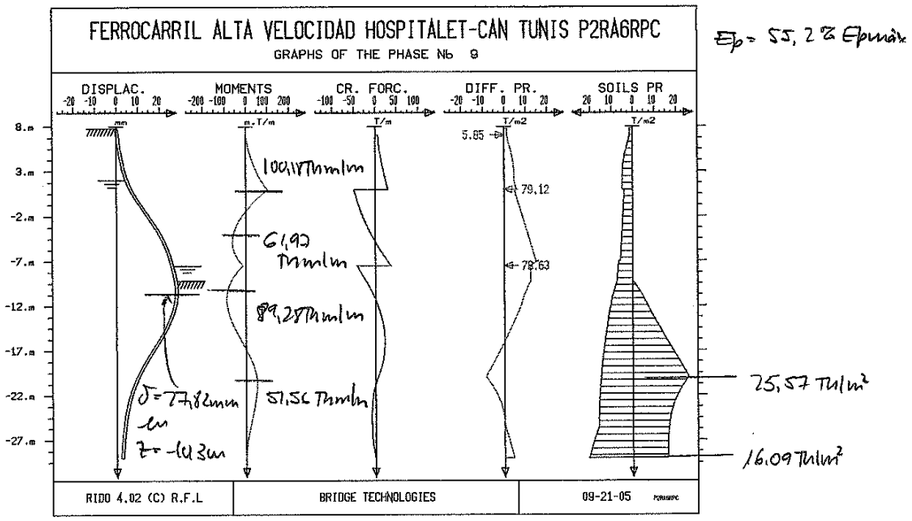
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



SUBIDA DEL NF:

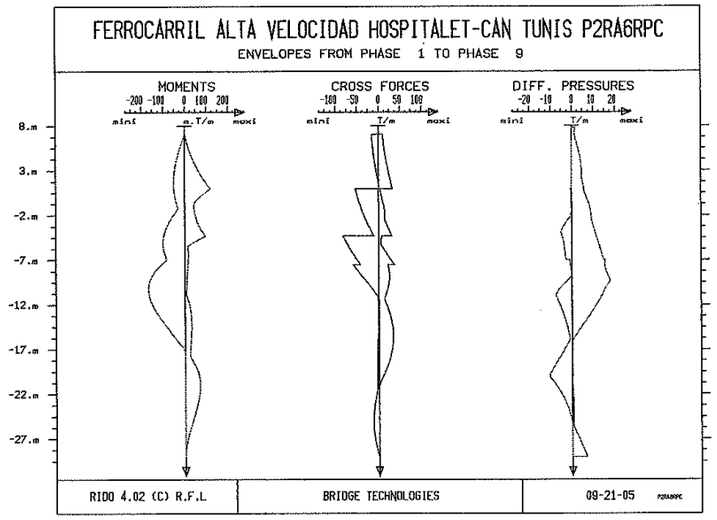


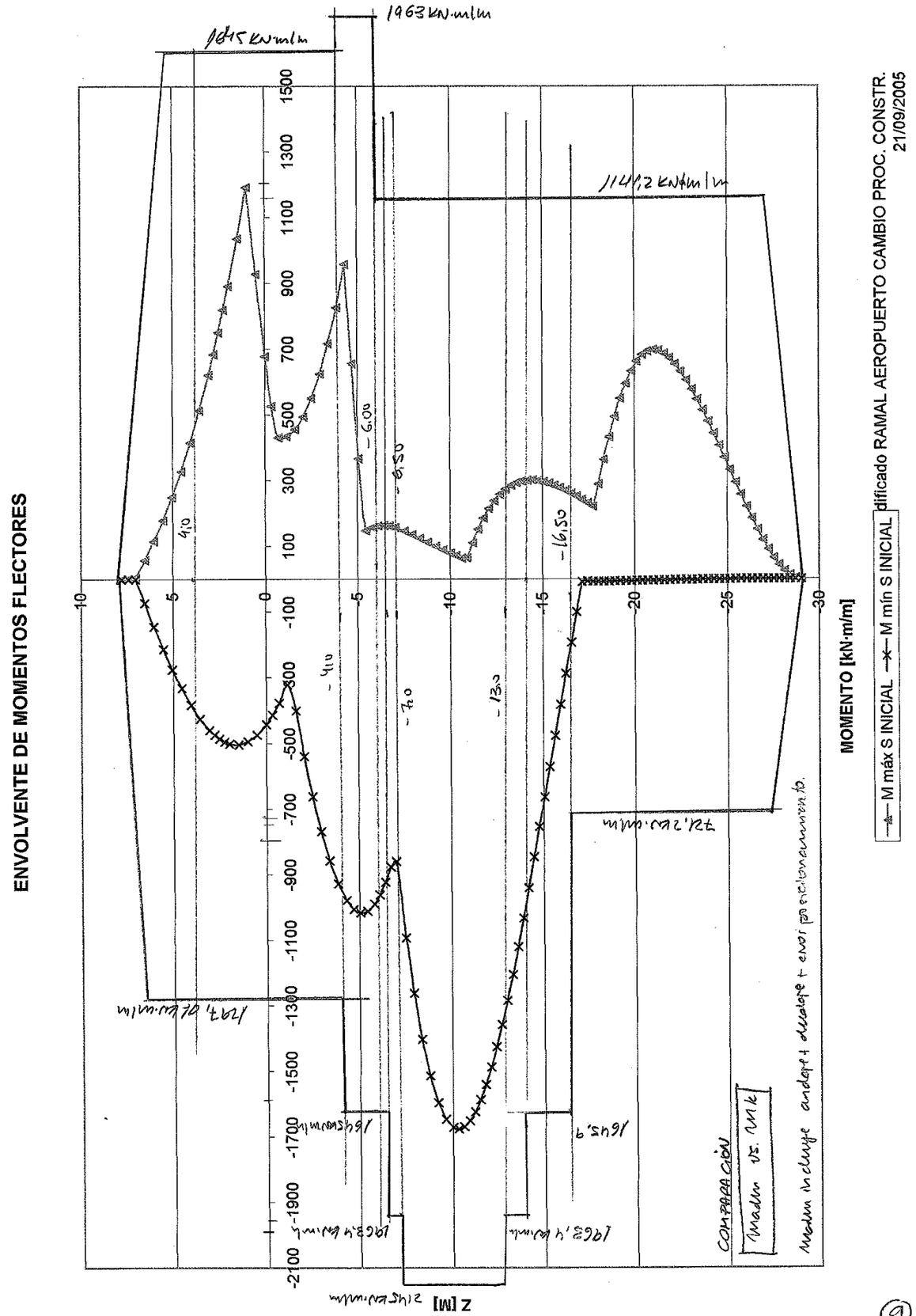
FLUENCIA:

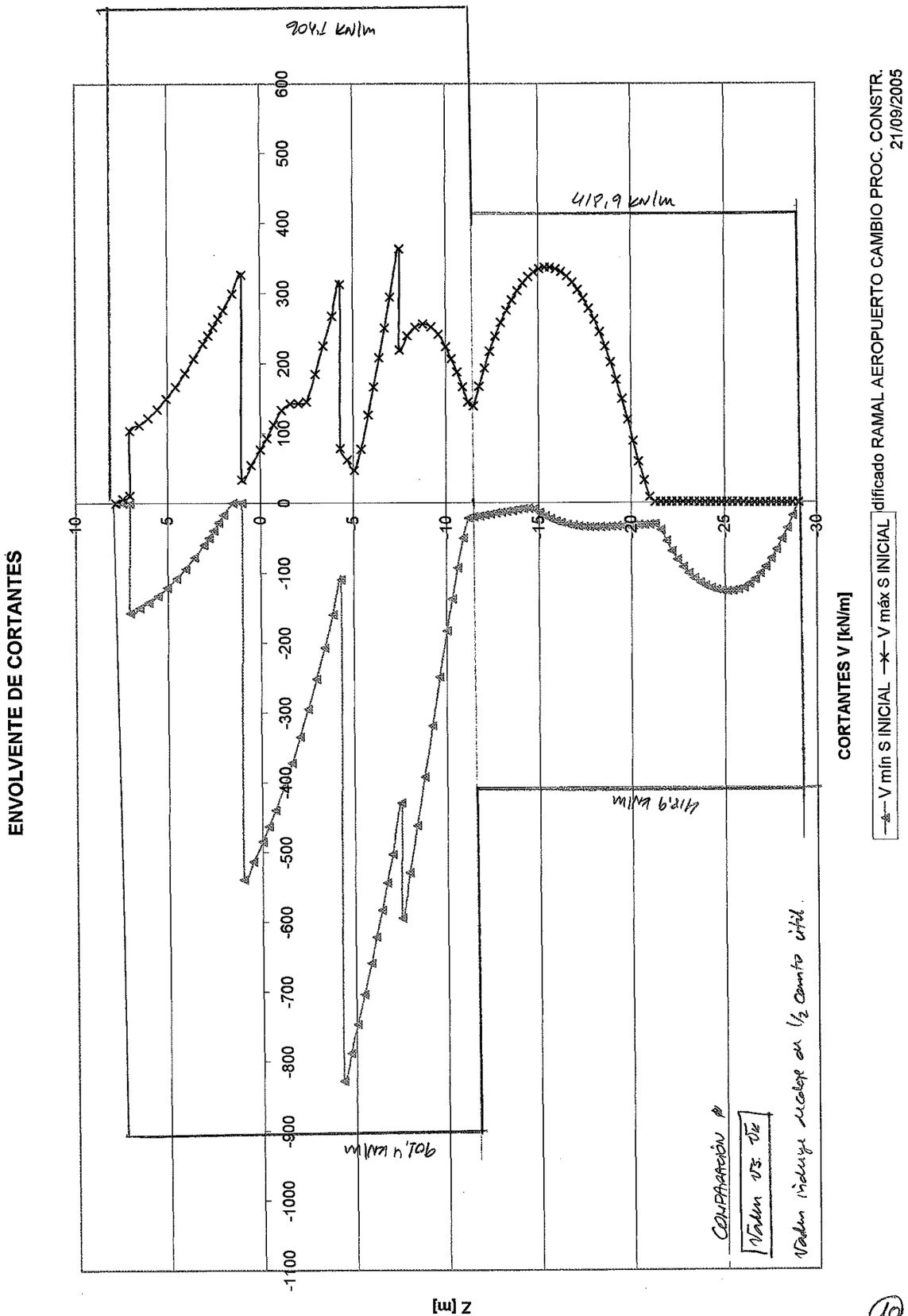


Ep = 55,2 % Epmax

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:







(10)

Can Tunis —4— 21-Sept-05.

(6) FASE 4 RAMAL AEROPUERTO

Zona de rampa para excavación interior

Archivo original P2RASMR.RIO

Archivo RIDAS P2RASRPC.RID

Ver Notas de armado en modificación del procedimiento constructivo en FASE 4 anterior.

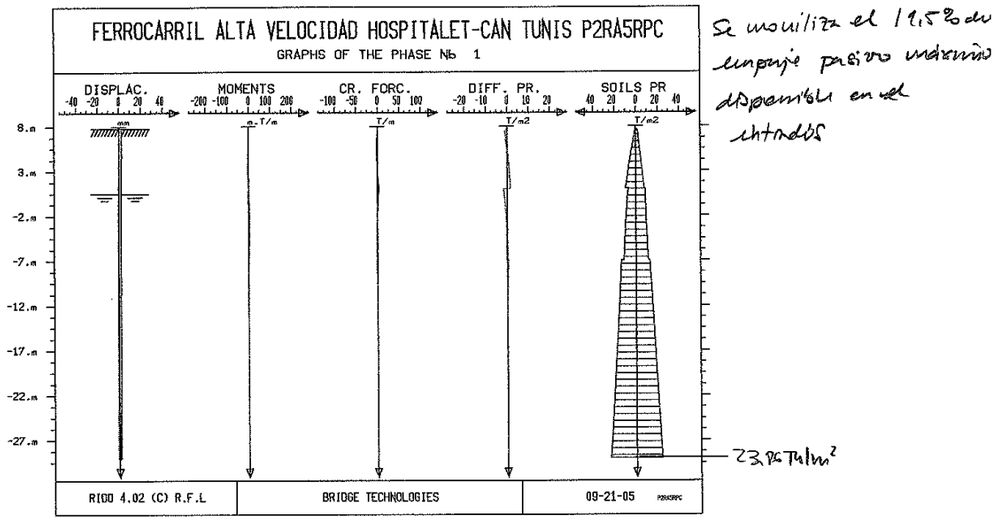
Obs: los momentos últimos se han dibujado, del lado seguro, considerando que en el tramo de anclaje + desclaje la barra no aporta carga — en realidad hay aportación de la barra — hay dos momentos admisibles en discontinuidad → se cumplirá $m_{adm} > m_u$ # sección.

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA5RPC *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 4¦ FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* SECCION FINAL PK 0+180.01
* RAMPA DE ACCESO DESDE EL RAMAL AL AEROPUERTO
* CAMBIO DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO: SE EXCAVA LA
* PRIMERA FASE ANTES DEL ACHIQUE DE AGUAS.
7.8
-29.0 1.0^3*2.726E6/12
12.80
* 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) 7.80
EXC(2) 7.80
SUB(1,1) 7.80 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 7.80 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 7.80 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 7.80 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 7.80 6.0 7.0 8.0
SUB(1,1) 7.80 7.0 8.0 10.0
SUB(1,1) 7.80 8.0 35.0 11.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 682000.0
SUB(1) 7.80 0.0 35.0 11.0
CAL
* ETAPA 2: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70m
EXC(2) -0.70
CAL
* ETAPA 3: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -29.0 23.5
WAT(2) -10.5 0.0
WAT(2) -29.0 21.0
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=2.5 Y EXCAVACION HASTA Z=-5.5
STR 2.5 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -5.50
CAL
* ETAPA 5: REUBICACION PUNTAL DEFINITVO, COLOCACION
* PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.10 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR(0,2)
STR 1.2 1.0 0.0 0.0 60500
STR -4.10 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -9.50
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -7.30 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,4)
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -29.0 25.0
WAT(2,1) -7.55 0.0 4.0
WAT(2) -29.0 25.0
CAL
* ETAPA 8: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,5)
STR 7.05 1.0 0.0 0.0 0.66*682000
STR -7.30 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

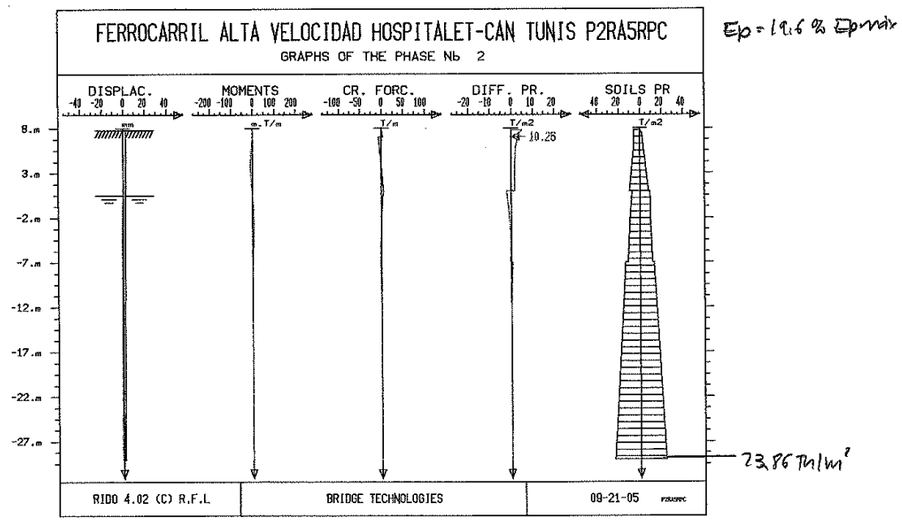
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) SECCIÓN FINAL 0+180
FASE 4. RAMAL AEROPUERTO. RAMPA DE ENTRADA
CAMBIO PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO: SE EXCAVA LA 1ª FASE ANTES DE ACHICAR EL AGUA.

ESTADO PREVIO:



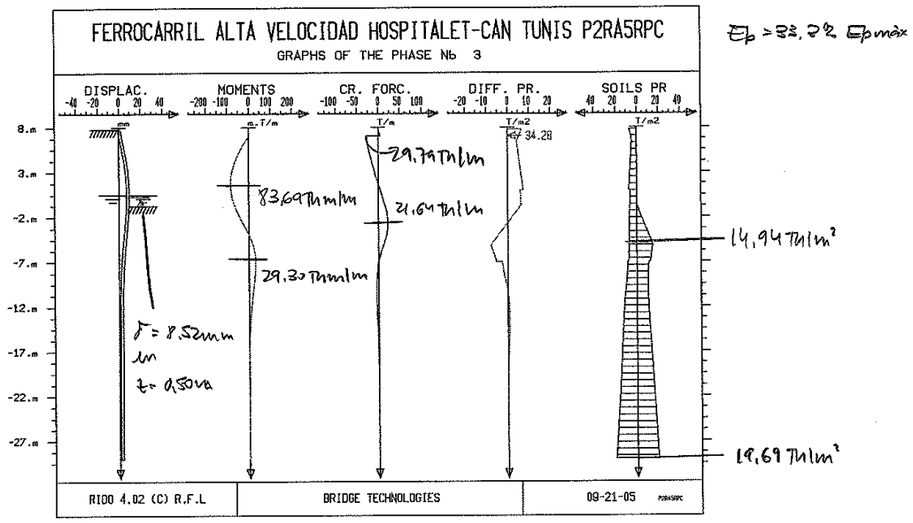
Se moviliza el 19,5% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



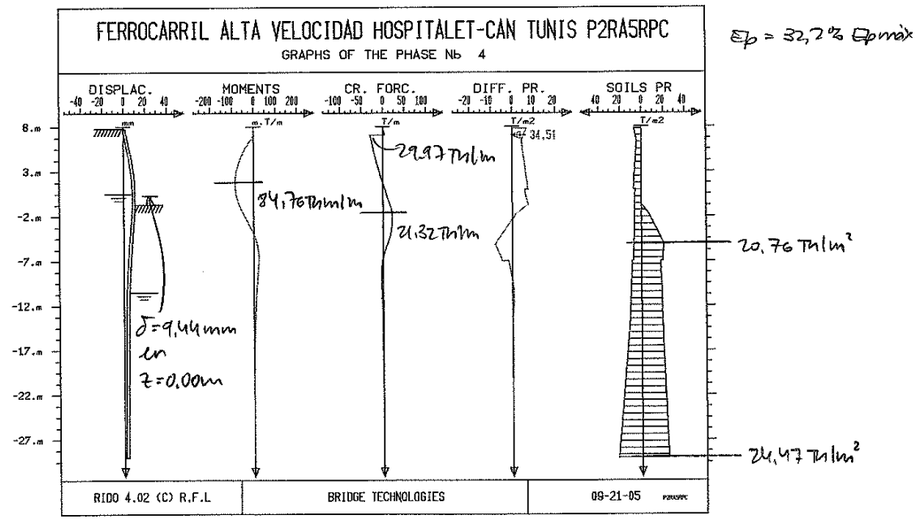
Ep = 19,6 % Epmax

EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:



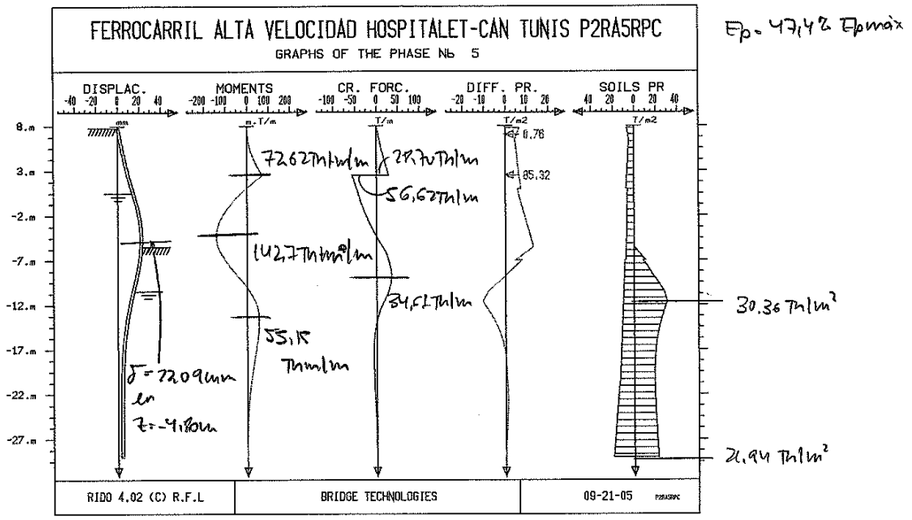
Ep = 32,2% Epmax

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

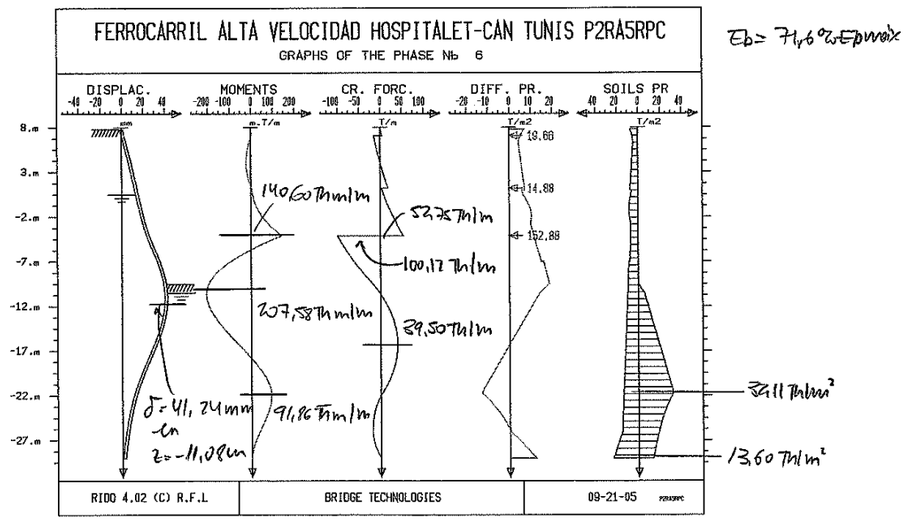


Ep = 32,2% Epmax

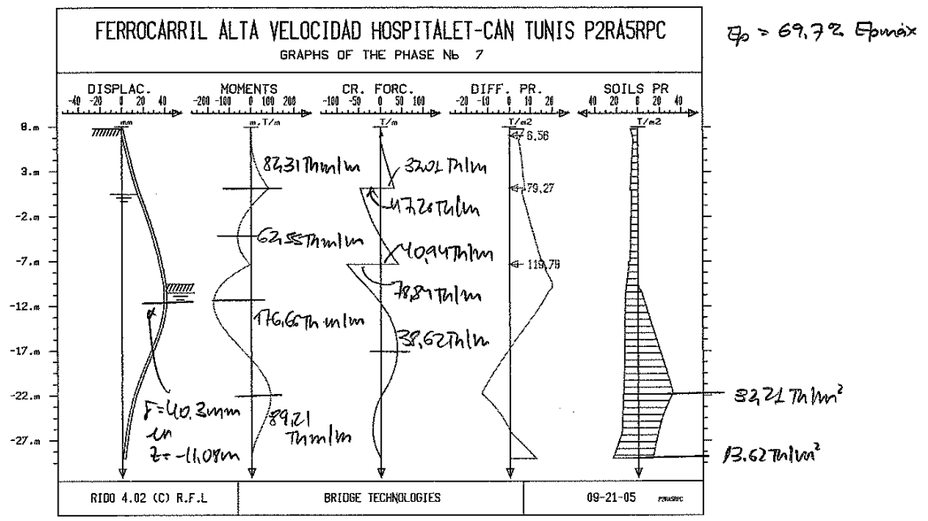
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+2.50 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-5.50:



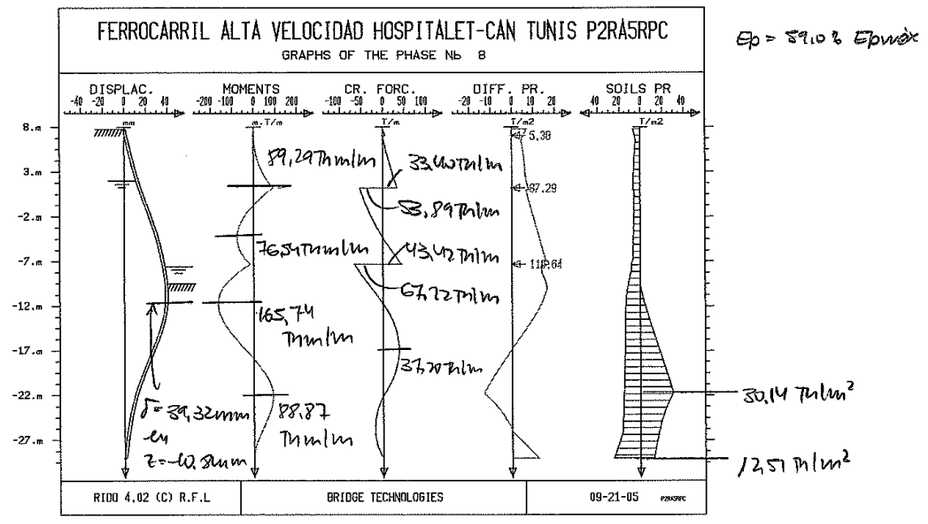
REUBICACIÓN PUNTAL DEFINITIVO EN Z=1.20, COLOCACIÓN PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.10 Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



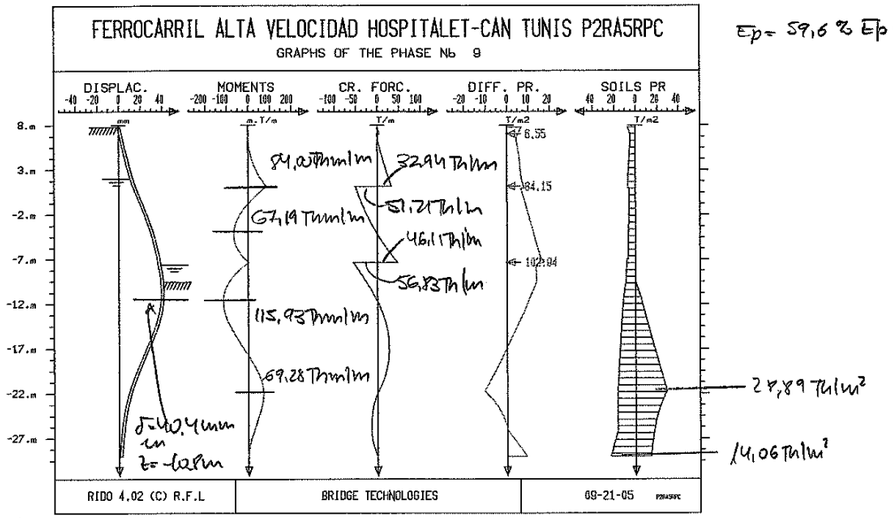
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



SUBIDA DEL NF:

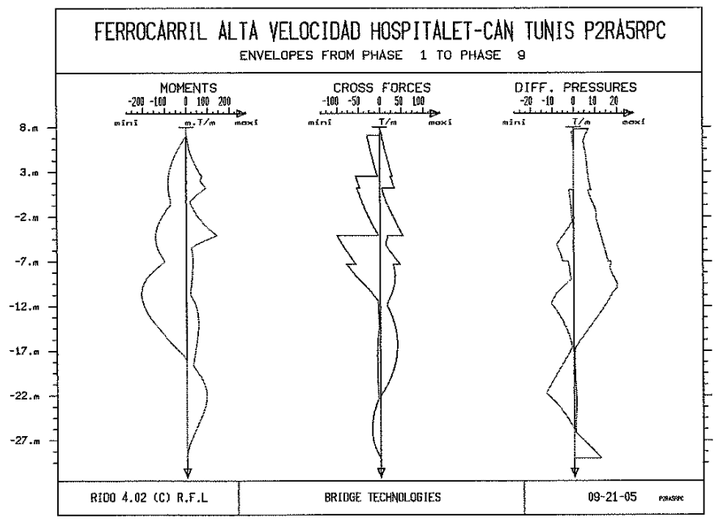


FLUENCIA:

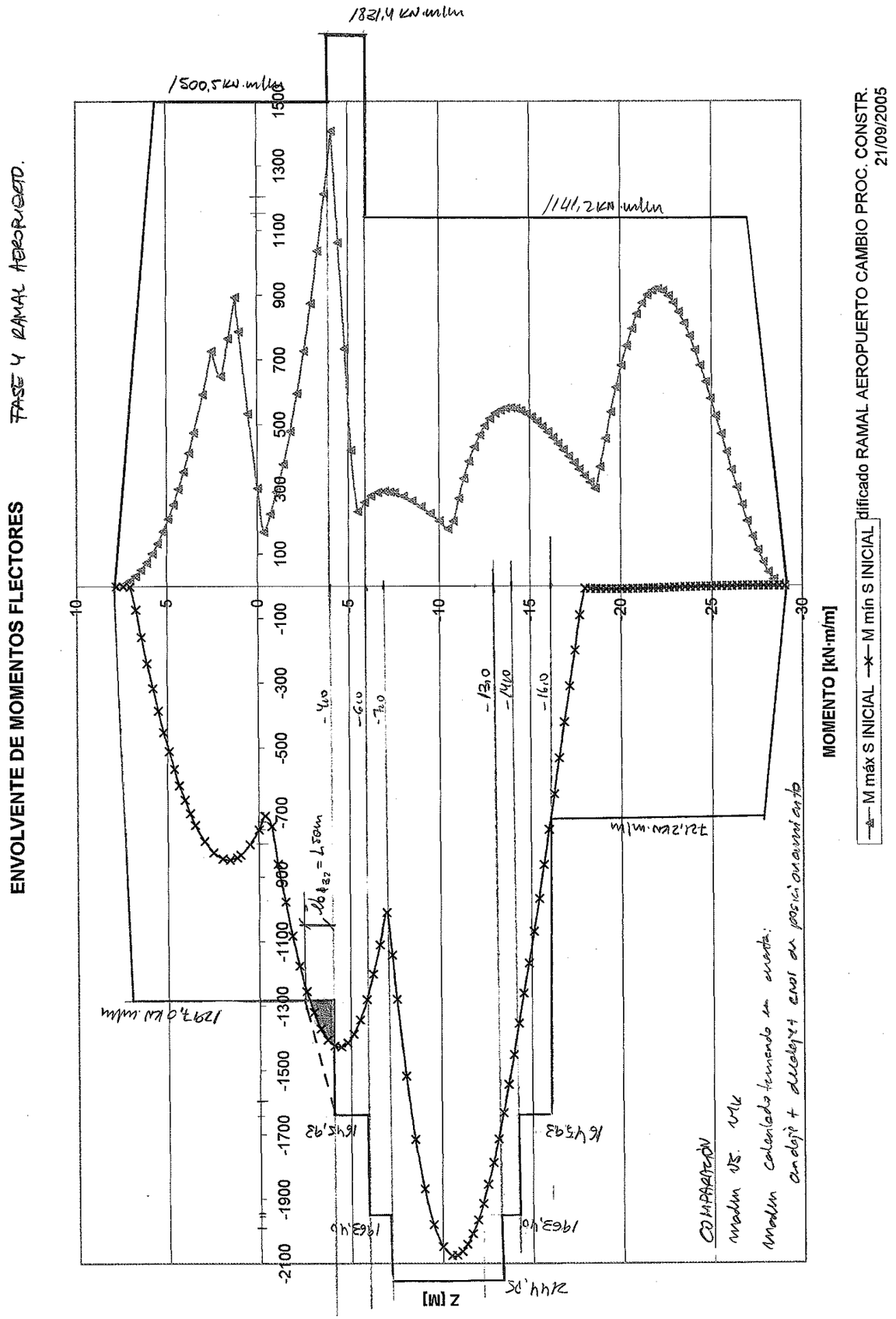


Ep = 59,6 % Ep max

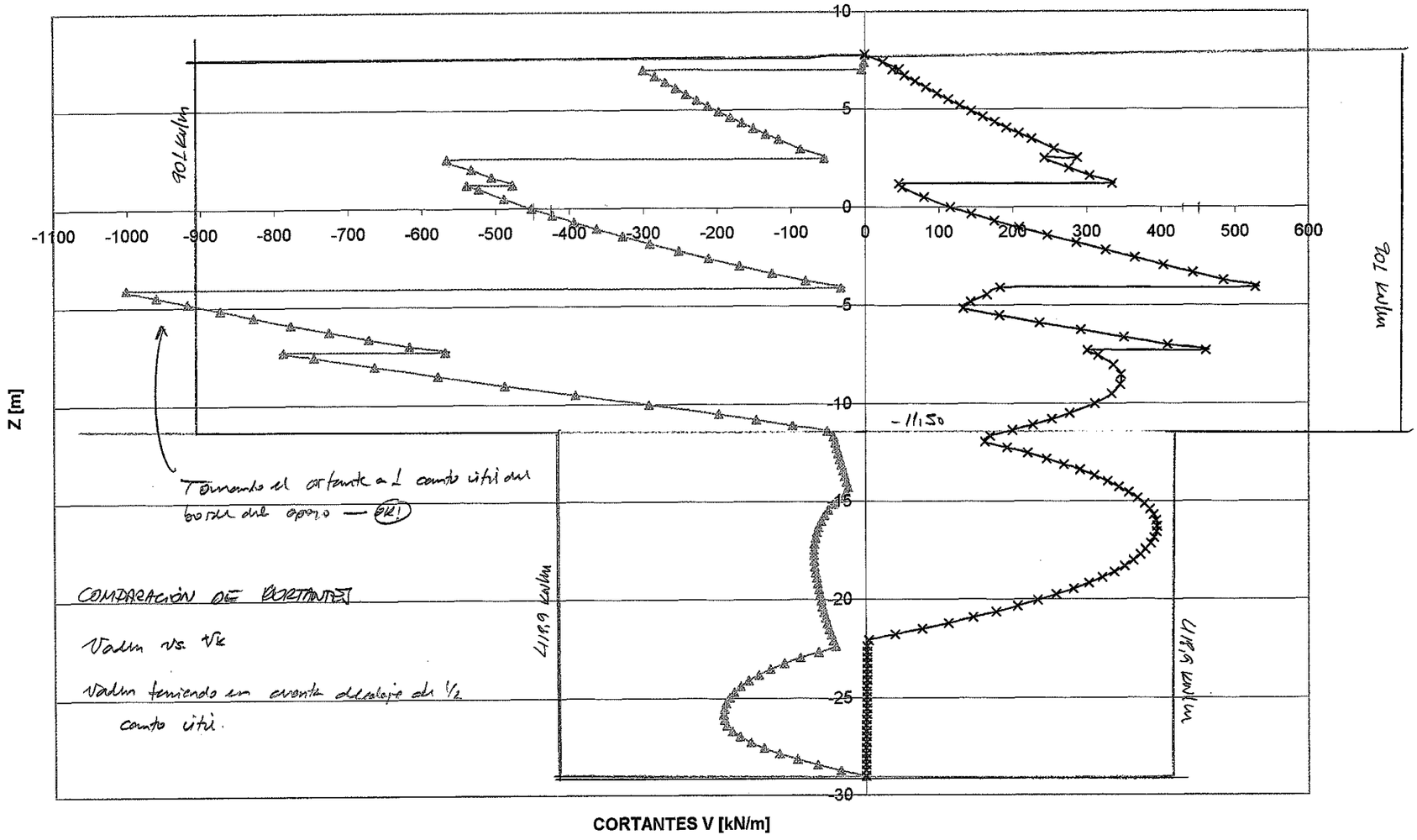
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



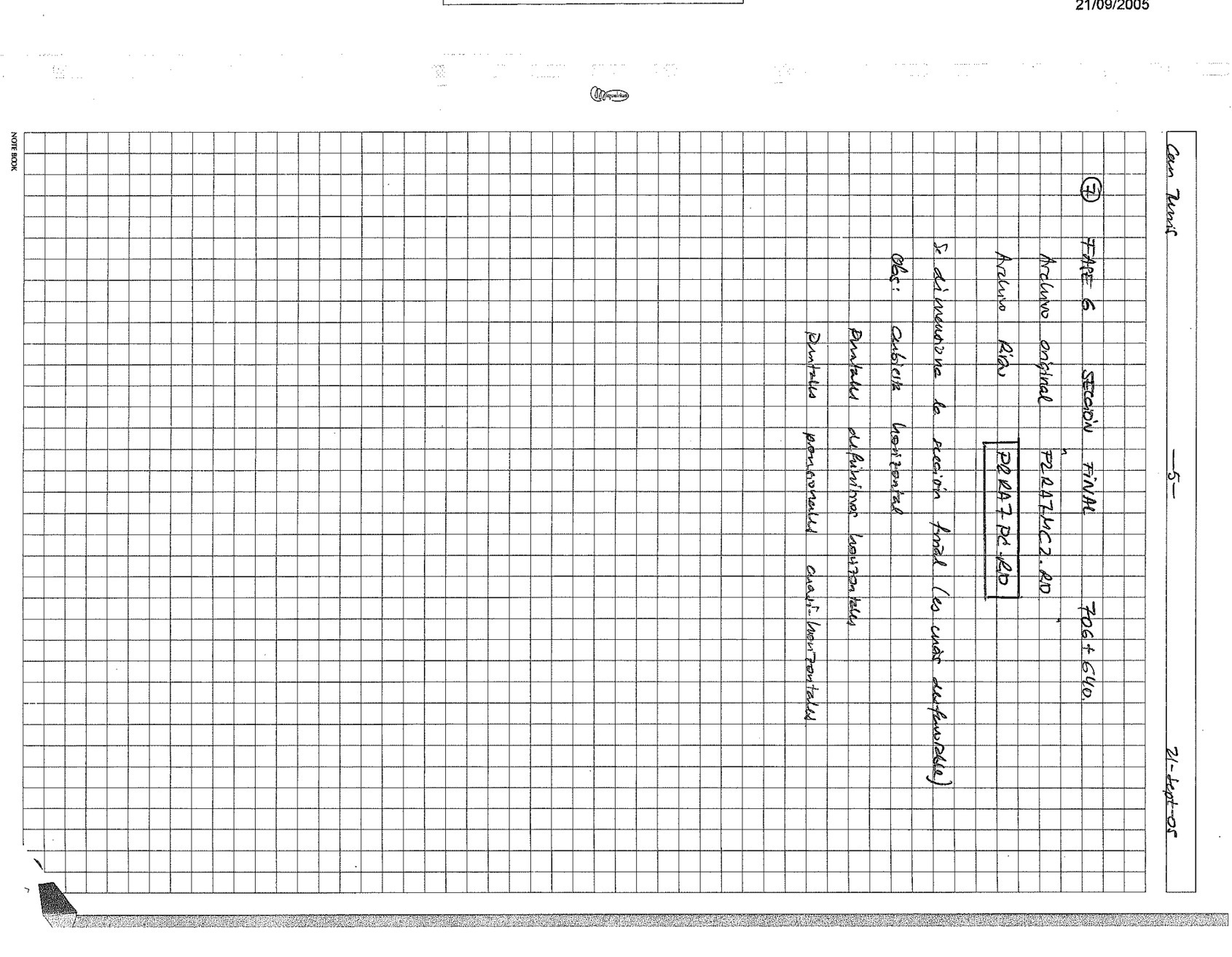
(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)



ENVOLVENTE DE CORTANTES



dificado RAMAL AEROPUERTO CAMBIO PROC. CONSTR.
21/09/2005



```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RA7PC *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -4.70m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* 6¦ FASE DEL CRUCE CON LA GRAN VIA (RAMAL AEROPUERTO)
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* SECCION FINAL PK 706+640
* CAMBIO PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO: SE EXCAVA LA PRIMERA FASE
* SIN HABER ACHICADO LAS AGUAS
6.00
-29.0 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) 5.0
EXC(2) 5.0
SUB(1,1) 5.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 5.0 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 5.0 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 5.0 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 5.0 4.0 5.0 8.0
SUB(1,1) 5.0 5.0 6.0 10.0
SUB(1,1) 5.0 6.0 7.0 12.0
SUB(1,1) 5.0 7.0 8.0 14.0
SUB(1,1) 5.0 8.0 9.0 16.0
SUB(1,1) 5.0 9.0 35.0 18.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO
STR 5.50 1.0 0.0 0.0 454400.0
SUB(1) 5.0 0.0 3.0 5.0
SUB(1,1) 5.0 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 5.0 4.0 5.0 8.0
SUB(1,1) 5.0 5.0 6.0 10.0
SUB(1,1) 5.0 6.0 7.0 12.0
SUB(1,1) 5.0 7.0 8.0 14.0
SUB(1,1) 5.0 8.0 9.0 16.0
SUB(1,1) 5.0 9.0 35.0 18.0
CAL
* ETAPA 2: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.70
EXC(2) -0.70
CAL
* ETAPA 3: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -29.0 23.5
WAT(2) -11.0 0.0
WAT(2) -29.0 20.0
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=0.80 EXCAVACION
* INTERMEDIA HASTA Z=-6.00
STR 0.80 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -6.0
CAL
```

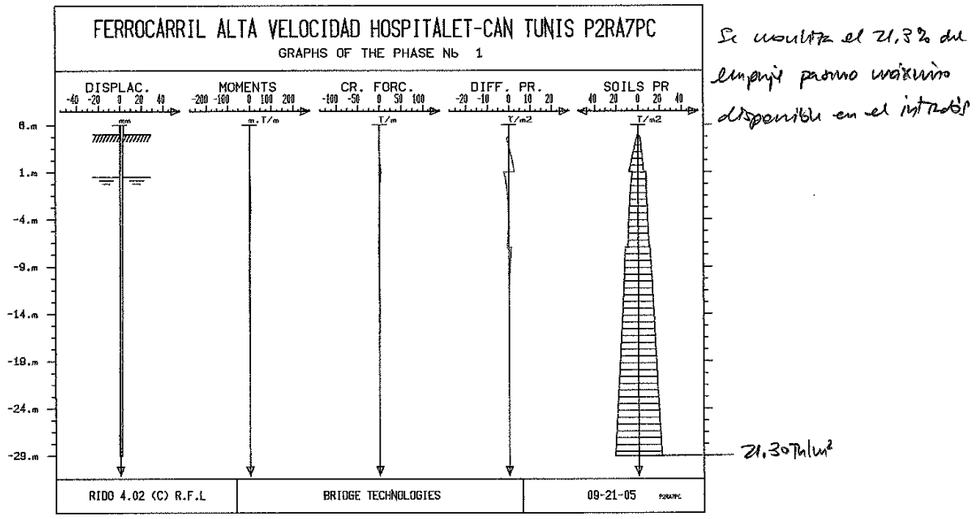
(2)

```
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.70 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -4.70 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -10.0
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -8.30 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -29.0 25.0
WAT(2,1) -8.30 0.0 4.5
WAT(2) -29.0 25.0
CAL
* ETAPA 8: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 5.50 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -8.30 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

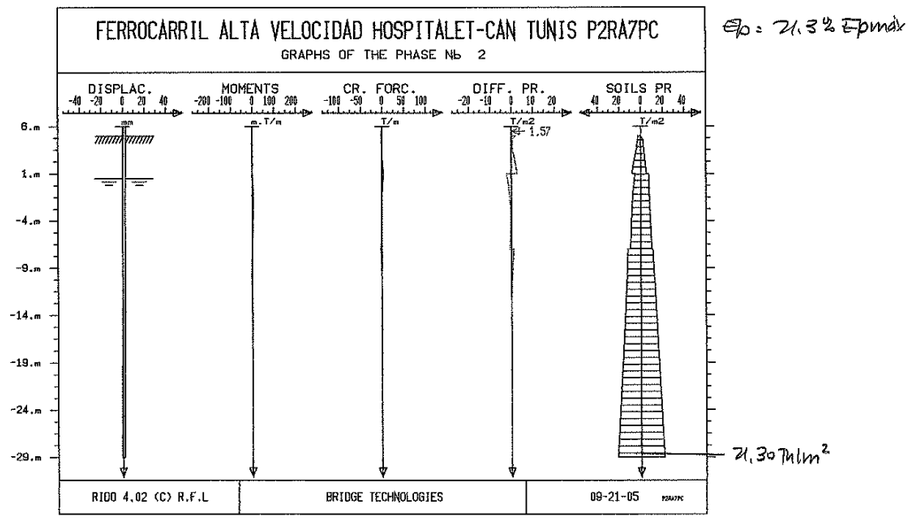
(3)

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE CRUCE CON LA B-17 (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL DEFINITIVO FASE 6 SECCIÓN FINAL 706+640 CAMBIO PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO: SE EXCAVA LA 1ª FASE ANTES DE ACHICAR AGUAS.

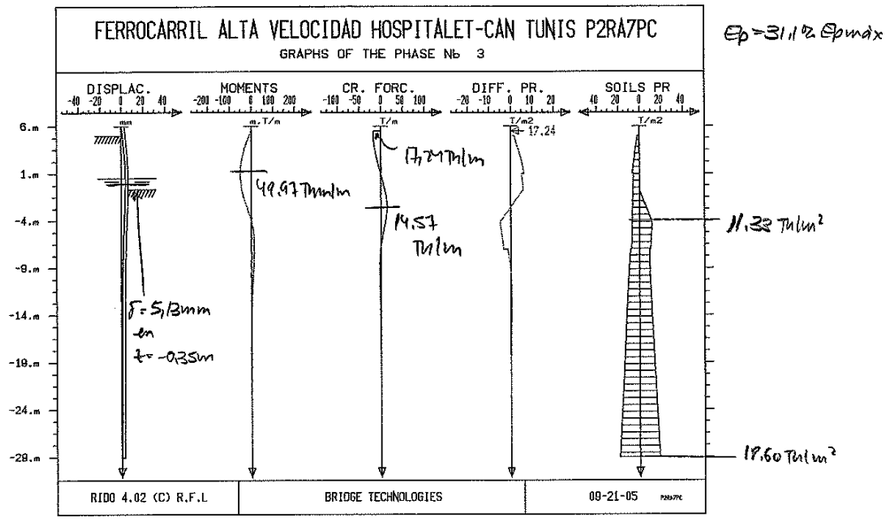
ESTADO PREVIO:



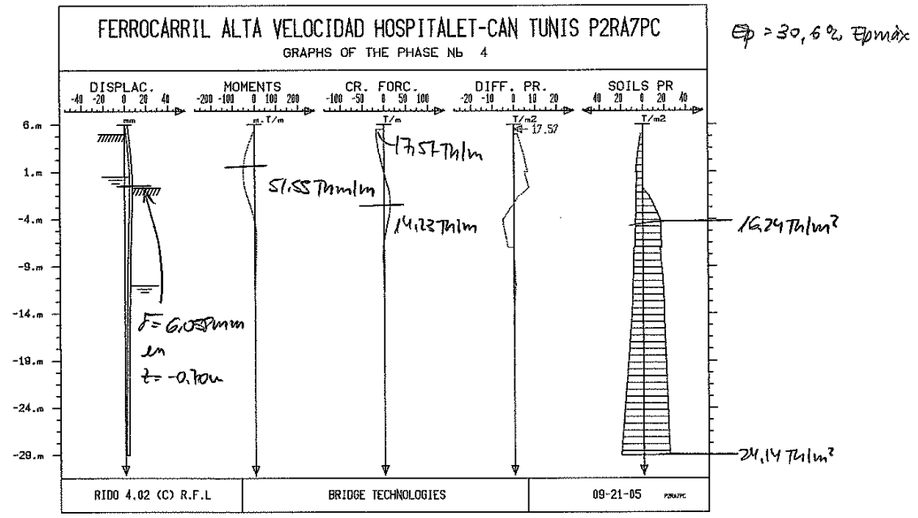
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DE CARRETERA:



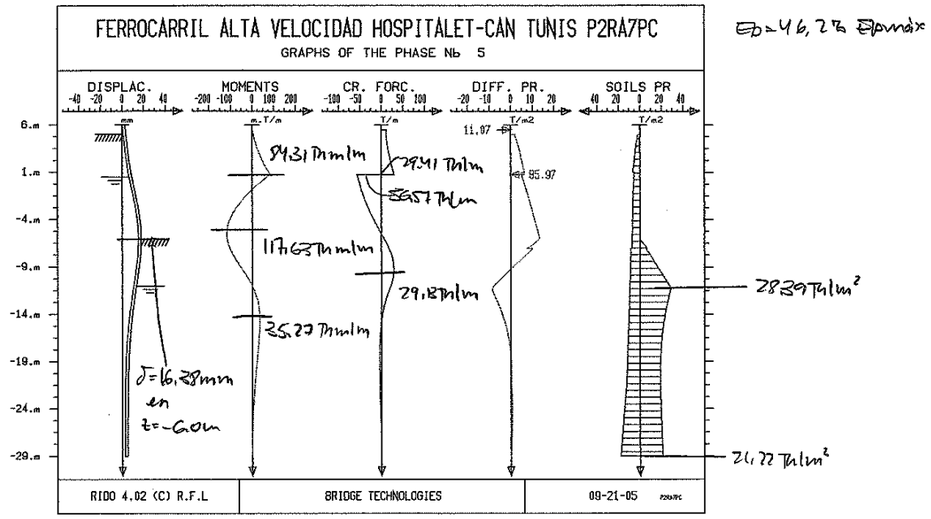
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.70m:



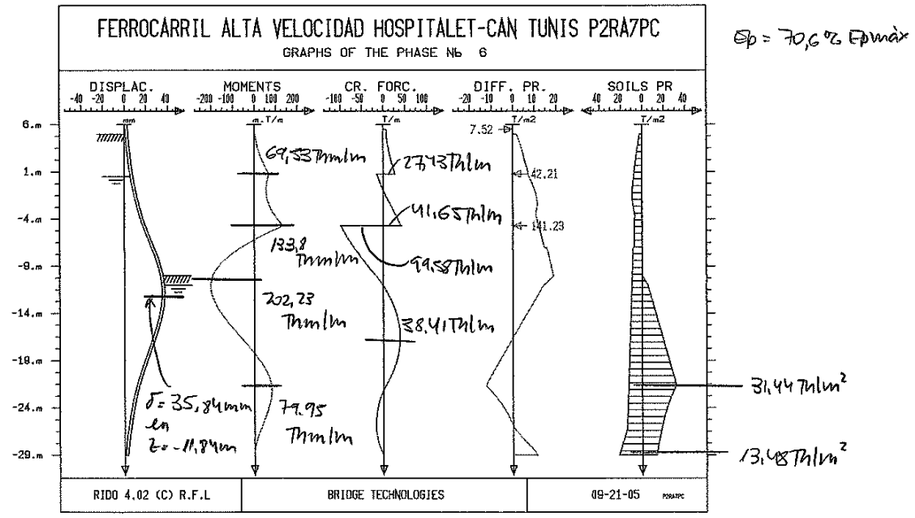
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



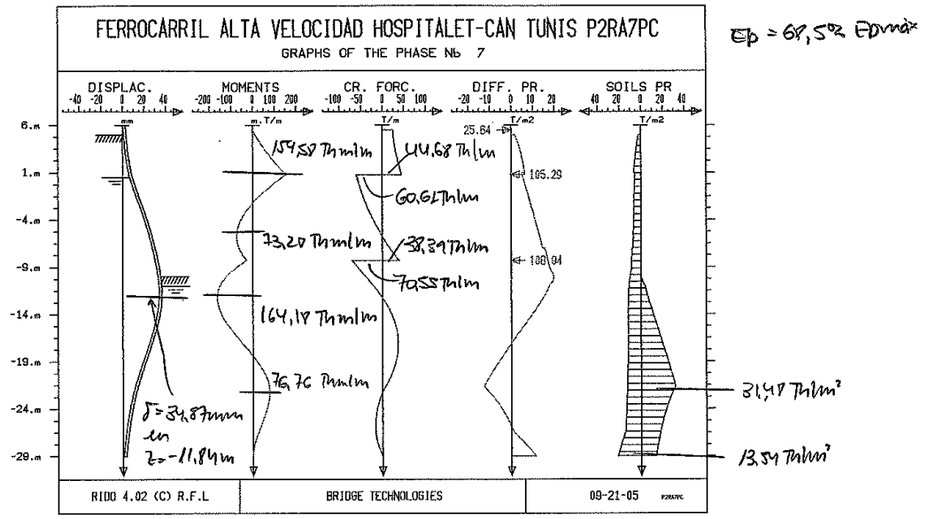
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=0.80m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.0m:



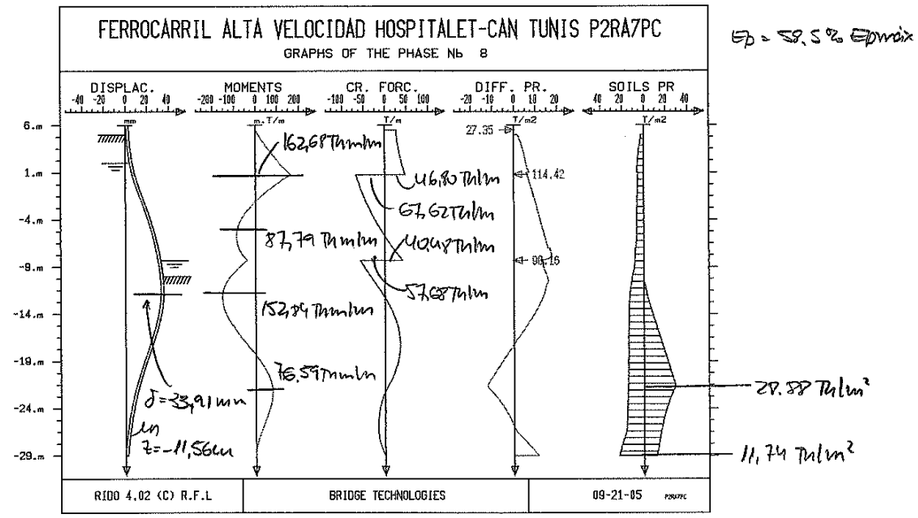
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.70m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



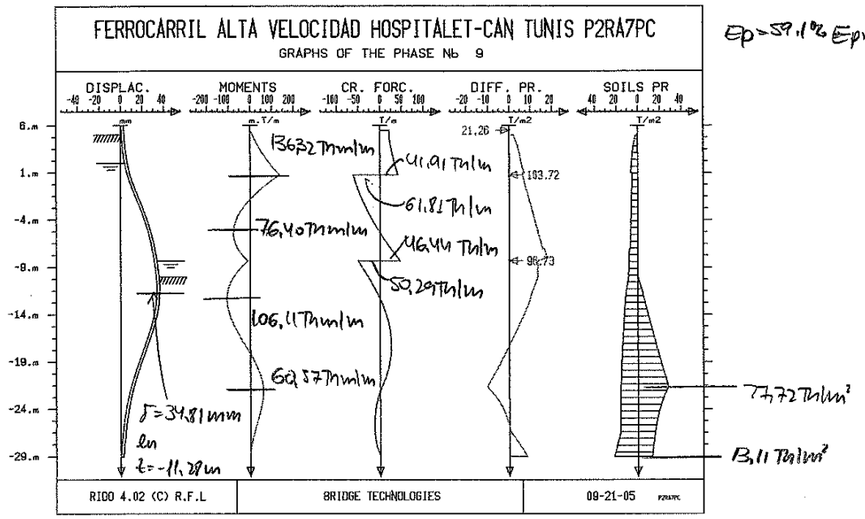
EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



SUBIDA NF (CARRERA EXTREMA DE MAREA):

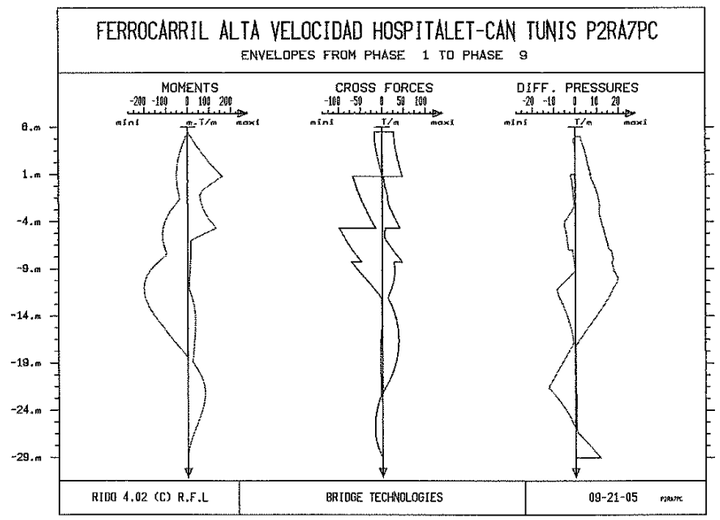


FLUENCIA:



Ep=59.1% Epmax

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJA EXCEL ADJUNTA)

Can Tunis 21-Sept-05

ARMADO:

INTRADOS

- Momento último con (6+6+2) Ø32 pml

  As = 112,59 cm²/m

  mu = 3217,22 KN·m/m madm = 2145 KN·m/m

  Se tiene madm = 2145 KN·m/m entre z = -14,10 y z = -8,00m

- Momento último con (6+6) Ø32 pml

  As = 96,504 cm²/m

  mu = 2945,10 KN·m/m madm = 1963,4 KN·m/m

  Se tiene madm = 1963,4 KN·m/m hasta z = -7,00 m

- Momento último con (6Ø32 + 6 Ø15) pml

  As = 77,706 cm²/m

  mu = 2468,9 KN·m/m madm = 1645,93 KN·m/m

  Se tiene madm = 1645,93 KN·m/m hasta z = -4,00m

  Se tiene madm = 1645,93 KN·m/m hasta z = -17m

- Momento último con (6+6) Ø25 pml

  As = 58,908 cm²/m

  mu = 1945,51 KN·m/m madm = 1297,01 KN·m/m

- Momento último con 6 Ø25 pml

  As = 29,454 cm²/m

  mu = 1081,76 KN·m/m madm = 721,174 KN·m/m

NOTE BOOK

Can Tunis 21-Sept-05

TRAMOS

- Momento último con (6+5) ϕ32

  As = 88,462 cm²/m

  M_{um} = 2747,14 KN.m/m M_{adm} = 1831,43 KN.m/m

  Se tiene M_{adm} = 1831,43 KN.m/m entre z = -5,00 y z = 3,00

- Momento último con 6 ϕ32 mm

  As = 48,252 cm²/m

  M_{um} = 1711,80 KN.m/m M_{adm} = 1141,2 KN.m/m

CORTANTES

- Cortante último con 8 ramas ϕ10 a 0,15 en 50cm

  A_α = 33,515 cm²/m/m — V_{um} = 1352,0 KN/m V_{adm} = 901,5 KN/m

  A_s = 58,908 cm²/m (como anteriormente (6+6) ϕ25 mm)

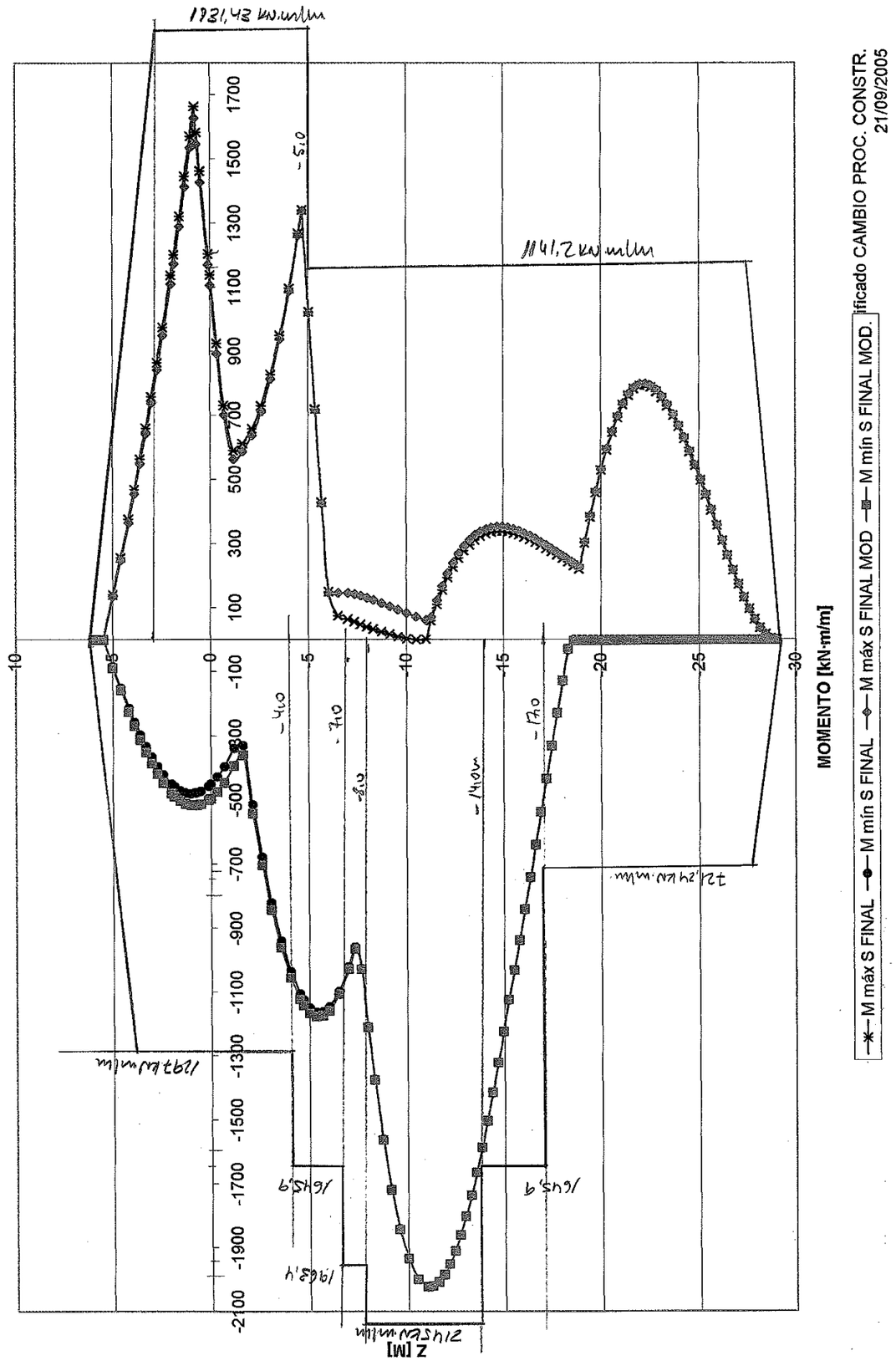
- Cortante último con 8 ramas ϕ12 a 0,15 en 50cm

  A_α = 12,064 cm²/m/m
  A_s = 29,454 cm²/m

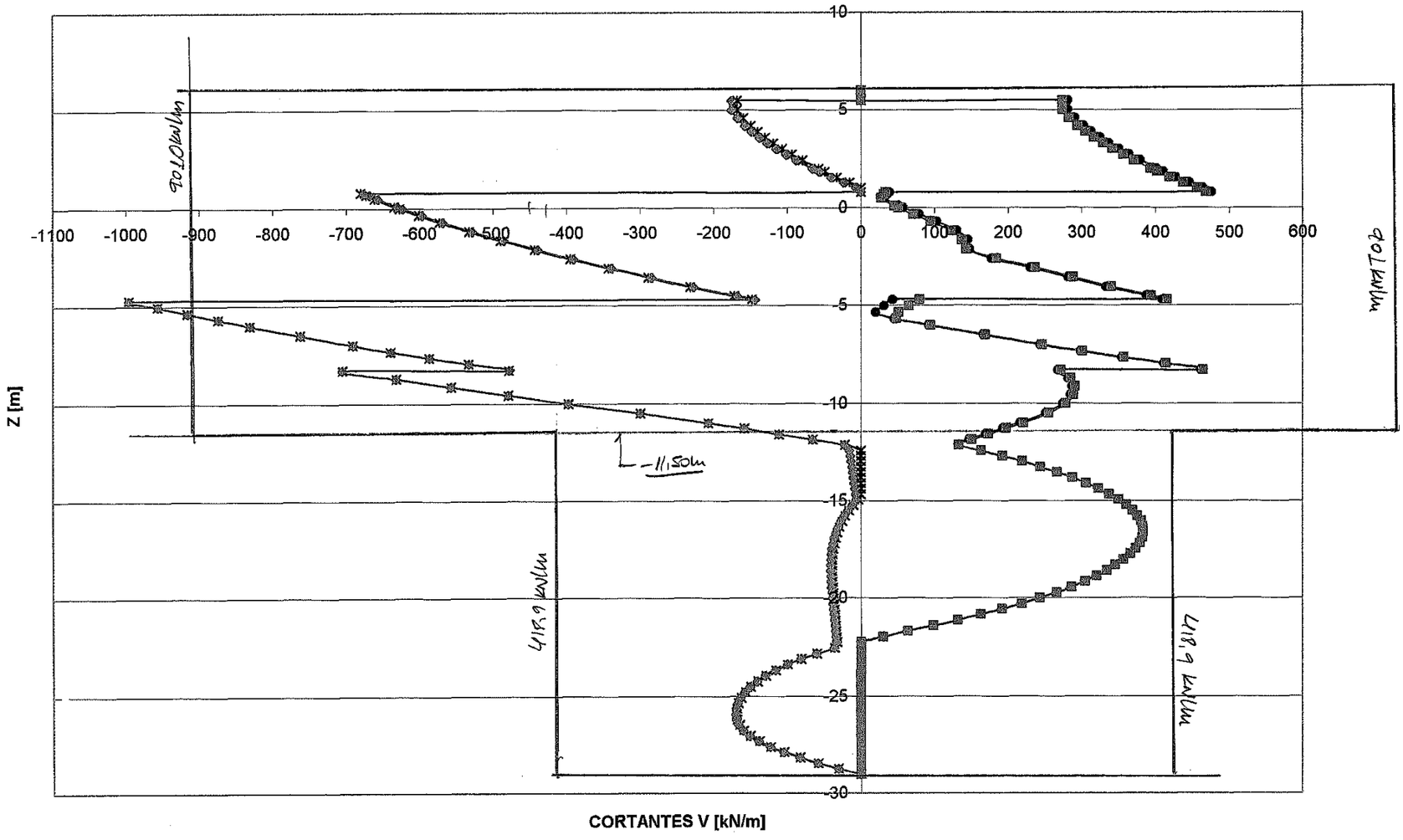
  V_u = 628,41 KN/m

  V_{adm} = 418,94 KN/m

NOTE BOOK



ENVOLVENTE DE CORTANTES



ificado CAMBIO PROC. CONSTR.
21/09/2005

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

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

ADENDA 3
ADAPTACIONES GEOMÉTRICAS CUBIERTA.

Bridge
Technologies

REF: BT0307

Barcelona 27 octubre de 2005

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO (B-17).
–FASES 4; 5 y 6-

ADENDA 3
ADAPTACIONES GEOMÉTRICAS EN CUBIERTA.

1. ANTECEDENTES.

El Cruce de la Traza del Falso Túnel de Can Tunis con la carretera de Barcelona al enlace con el Aeropuerto (B-17) se resuelve a base de desvíos sucesivos del tráfico de la Gran Vía que permiten la ejecución del tramo por fases.

Las distintas fases tienen su respectiva cubierta a cotas diferentes y para cubrir los saltos de cota entre ellas se disponen muros de cierre (Ver aparatados planos de este documento).

Se plantea, por facilidad de ejecución dado el procedimiento constructivo elegido, un cambio en el muro de salto entre las fases 5 y 6 (PK: 706+640), de modo que éste se ejecuta sobre la cubierta del tramo entre el Cruce con la B-17 y el Tramo de Pruebas. Para evitar la transmisión de cargas y movimientos impuestos entre cubierta y muro se procede a desconectarlos en todas las secciones de vano creando una separación (convenientemente impermeabilizada) manteniendo la conexión únicamente en las secciones de apoyo sobre pantalla.

Dado el procedimiento constructivo a seguir:

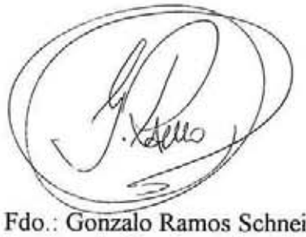
- Ejecución de la cubierta del tramo entre el Cruce con la B-17 y el Tramo de Pruebas (entre las cotas –0.20 y +0.80).
- Ejecución del muro de salto apoyándose sobre la cubierta anteriormente ejecutada.
- Relleno de tierras entre pantallas para ejecutar la cubierta de la Fase 6 del Cruce con la B-17 (entre las cotas +5.0 y +6.0). Preparación del terreno para actuar como encofrado.
- Ejecución de la cubierta de la Fase 6 del cruce con la B-17.

Es muy importante que al efectuarse el relleno de tierras, en caso de haber desequilibrio de empujes a ambos lados del muro de salto, éste siempre sea hacia el interior del Falso Túnel (Así la junta entre muro y pantallas se mantendrá siempre comprimida). Para el hormigonado de la cubierta de la Fase 6 del Cruce con la B-17 se realizará un relleno hasta la cota +6.0 sobre la cubierta del Tramo entre el Cruce con la B-17 y el Tramo de Pruebas, con el correspondiente talud en la zona adyacente al muro de salto.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Los cambios propuesto no suponen una modificación importante en el comportamiento del muro y prácticamente no tienen implicaciones en el diseño del mismo.

Se ha realizado un recálculo del muro y se ha rediseñado el detalle de la conexión entre el muro y la cubierta del Tramo entre el Cruce con la B-17 y el Tramo de Pruebas. Todos los cálculos pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.



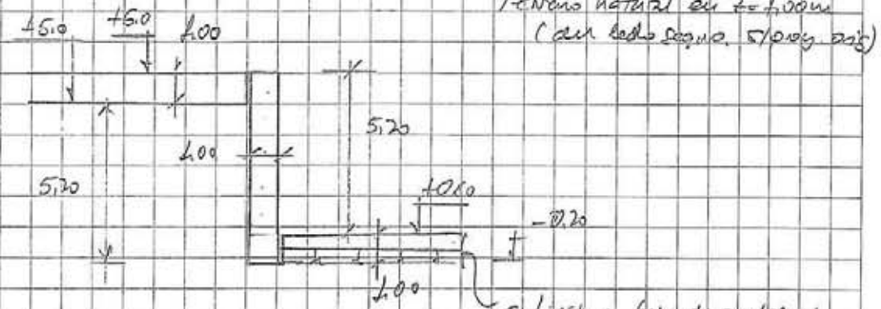
Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 27 de octubre de 2005

MURO DE SALTO al FINAL de FASE 6 CALLE R-17

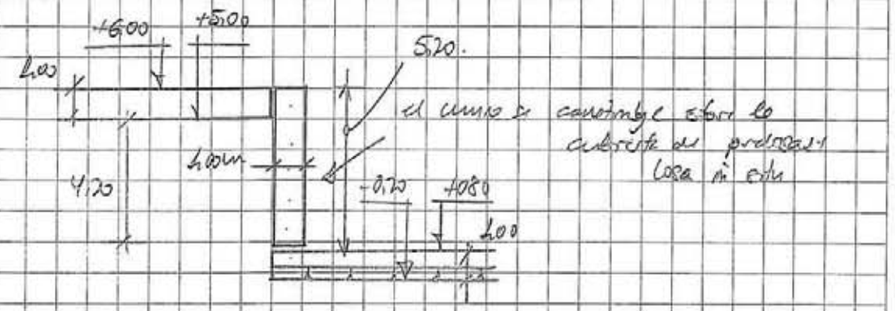
PK: 706+640

Geometría original:

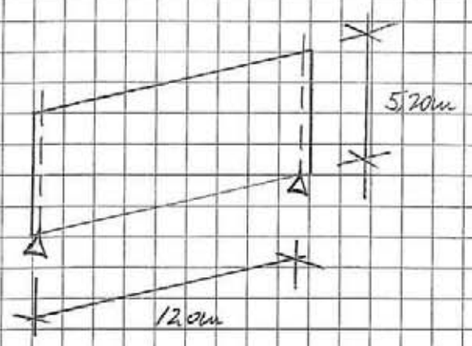


TERRENO natural en z=7,00m
(con talud seguro, sin apoyo axial)

Nueva geometría:

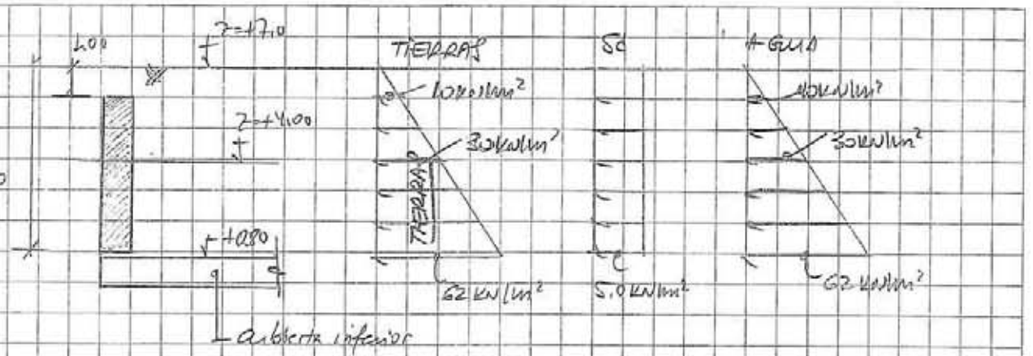


Esquema estático:



ACCIONES:
- Peso propio $g_1 = 180\ kN/m$
- Tierras (pesos y empujes)
- Sc (tierras + empujes)

NOTE BOOK



Se dimensiona con empuje al reposo (con talud seguro) para impedir el vuelco.

NOTE BOOK

DIMENSIONAMIENTO FRENTE A ACCIONES HORIZONTALES: (Sin tener en cuenta el comportamiento bidimensional)

a) Muro inferior

FLEXIÓN: (densidad sumergida)

$q_d = 1{,}50\left(\frac{6{,}2}{2} + 5{,}10 + 6{,}2\right) = 14{,}7\ KN/m^2$

$m_{sd} = \frac{14{,}7 \cdot 12^2}{8} = 264{,}6\ KN\,m/m$

Dimensionamiento $r = 0{,}07m \rightarrow A_s \geq 77{,}45\ cm^2/m \rightarrow 2\phi 25\ c/125$

$A_{s\,disp} = 78{,}544\ cm^2/m$
$m_u = 276{,}4\ KN\,m/m$ ($c_d = 1{,}0$)
$X = 0{,}52d$ ← útil

CORTANTE: (Tomando el cortante a $\perp$ canto útil del eje del apoyo)

$v_d = 14{,}7\left(\frac{12}{2} - 1\right) = 73{,}5\ KN/m$ → $A_s \geq 10{,}9\ cm^2/m$

$A_s = 78{,}544\ cm^2/m$

Cuantía mínima de armadura transversal $A_s \geq 8{,}33\ cm^2/m$

↑ Se cubre con 1 gancho $\phi 12$ a 0,30 x 0,30 (12,57 cm²/m x m)

b) Muro superior: ($z \geq 4{,}0m$)

FLEXIÓN: (densidad sumergida)

$q_d = 1{,}50\left(\frac{15}{3} + 5 + 30\right) = 75{,}0\ KN/m^2$

$m_{sd} = \frac{75{,}0 \cdot 17^2}{8} = 1350{,}0\ KN\,m/m$

Dimensionamiento $r = 0{,}07m \rightarrow A_s \geq 36{,}51\ cm^2/m$ → Se cubre con $2\phi 20\ c/0{,}11$

CORTANTE: (Tomando el cortante a $\perp$ canto útil del eje del apoyo)

$v_d = 75{,}0\cdot\left(\frac{12}{2} - 1\right) = 375\ KN/m$ → $A_s \geq 2{,}305\ cm^2/m\,m$

$A_s = 41{,}89\ cm^2/m$

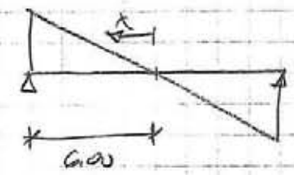
Cuantía mínima armadura transversal: $8{,}33\ cm^2/m$ → Se cubre con 1 gancho $\phi 10$ a 0,30 x 0,30

Cortante último sin armadura de cortante (cantizo inferior)

$A_s = 78{,}54\ cm^2/m$ → $v_{u_2} = 451{,}49\ KN/m$

Se tiene $v_d \leq 451{,}5\ KN/m$ a

$x = \frac{451{,}5}{147} = 3{,}07\ m$ → a 3,00 del eje de apoyo



→ Descontando 1/2 canto útil → Los cercos deben llegar hasta 3,50 m del eje del apoyo.

DIMENSIONAMIENTO FRENTE A CARGAS VERTICALES

Luz de cálculo: 12,00m
Canto: 5,20m
Relación $L/h = 12/5,20 = 2,3 > 2$ ↑ Comportamiento como viga s/ EHE

ACCIONES:

- Peso propio: $g_1 = 13,0$ kN/m
- Tierras: 1,0m · 20 kN/m³ = 20 kN/m
- Sc. uso: 10 kN/m² → 10 kN/m

$q_d = 1,35(13,0) + 1,50(20+10) = 220,5$ kN/m

FLEXIÓN

$M_d = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{220,5 \cdot 12^2}{8} = 3969$ kN·m

Dimensionamiento con programas BAEL: $h = 5,20$m, $r = 0,15$m (recubrimiento mecánico)

$A_s \geq 18,29$ cm² ← 4Φ25

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración:

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 5,20 \frac{25/1,50}{434,8} = 29,75$ cm² (muy elevado)

16Φ25 → $A_s = 78,54$; $M_u = 168$ kN·m (C_{50}) = 4,24; $x = 0,06d$ → fallo dúctil

CORTANTES:

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo (del lado izquierdo):

$V_d = 220,5\left(\frac{12}{2} - 5,20\right) = 176,4$ kN

$h = 5,20$m; $r = 0,15$m; $A_s = 78,54$cm² → $A_\alpha \geq 0,00$ cm²

Cortante último en armadura de cortante: $V_{u1} = 1130$ kN (OK!)

q = cortante de diseño en el eje del apoyo ($V_{d\,eje} = 1323$ kN)

Cuantías geométricas mínimas:

Como muro:

- Horizontal: 3,2‰ → $A_s \geq 32$ cm²/m → 16 cm²/m (cara) ← necesarios por flexión

Hay dispuestos, como mínimo, 41,89 cm² en la cara inferior y se disponen, como mínimo 10,47 cm²/m en el resto (OK!)

- Vertical: 0,9‰ → $A_s \geq 9,0$ cm²/m → Se cubre con Φ20 a 0,30 (10,47 cm²/m) (OK!)

VERIFICACIÓN ELS

a) CONTROL ABERTURA DE FISURA EN SENTIDO HORIZONTAL

a1) MURO INFERIOR

$A_{s1} = 78,54$ cm²/m

$A_{s2} = 12,568$ cm²/m (← Φ20 a 0,25)

$M_k = \frac{94 \cdot 12^2}{8} = 1693$ kN·m/m

A_c, fl = 0,75 m²/m

$d = 0,94$m; $d' = 0,06$m; $s = \frac{0,125}{2} = 0,0625$m; $\phi = 25$

Luz del primer tramo: $q_k = 600(31 + 62 + 0,20 \cdot 5,0)$

$q_k = 94$ kN/m² ← combinación cuasipermanente

→ Ver hojas EXCEL adjuntas.

a2) MURO SUPERIOR

Luz del primer tramo: $q_k = 1,00(15 + 30 + 0,20 \cdot 5,0)$

$A_{s1} = 41,89$ cm²/m

$A_{s2} = 10,472$ cm²/m (← Φ20 a 0,30)

$q_k = 46$ kN/m² ← combinación cuasipermanente

$M_k = \frac{46,17^2}{8} = 828$ kN·m/m; $s = \frac{0,15}{2} = 0,075$m

— Ver hojas EXCEL adjuntas

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
MURO DE SALTO 706+640 MITAD INFERIOR FRENTA A ACCIONES HORIZONTALES

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=	78.544	cm2/m	ro1=	0.00835574
As2=	12.568	cm2/m	ro2=	0.00133702
d=	0.94	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.0625	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.288	m
X=	0.271	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.032831836	m4
Iint=	0.083333333	m4

porcentaje= 39.40 %

ESFUERZOS:

mk=	1692	kN·m
Sigma s=	253.047	MPa
m fis=	427.494	kN·m
Sigma sr=	63.934	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	78.544	cm2
Ac, ef=	0.25	m2

Epsilon sm= 0.001184469

sm=	112.29	mm ← Separación media de las fisuras
wk=	0.23	mm ← abertura máxima de fisura

ABERTURA DE FISURA
26/10/2005

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
MURO DE SALTO 706+640 MITAD ~~INFERIOR~~ FRENTA A ACCIONES HORIZONTALES
SUPERIOR

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=	41.89	cm2/m	ro1=	0.00445638
As2=	10.473	cm2/m	ro2=	0.00111415
d=	0.94	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.075	m		
fi=	20	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.220	m
X=	0.207	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.01963301	m4
Iint=	0.083333333	m4

porcentaje= 23.56 %

ESFUERZOS:

mk=	828	kN·m
Sigma s=	226.808	MPa
m fis=	427.494	kN·m
Sigma sr=	117.100	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	41.89	cm2
Ac, ef=	0.25	m2

Epsilon sm= 0.000831747

sm=	134.68	mm
wk=	0.19	mm

ABERTURA DE FISURA
26/10/2005

Cam Tunnels 26-Oct-05

b) CONTROL ABERTURA DE FISURA EN VERTICAL

A_{s1} = 88.362 cm² (18 Ø 25)

A_{s2} = 19.636 cm² (4 Ø 25)

q_k = 4 kN/m² · (1.20 + 1.20 + 0.20 · 1.0, 0 kN/m²) = 15.2 kN/m² ← Combinación característica/permanente

$M_k = \frac{15.2 \cdot 12^2}{2}$ = 2736 kN·m

d = 5.05m Ø = 25

d' = 0.06m

S = 0.176m

$A_{c,ef}$ = 0.2875 m²

0.287 5m

Ø 25 c/0.175 = Ø 18 25

Ø 10 c/ 0.20 m

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
MURO DE SALTO 706+640 FRENTE A ACCIONES VERTICALES

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=	88.362	cm2/m	ro1=	0.00174974
As2=	19.636	cm2/m	ro2=	0.00038883
d=	5.05	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.176	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.146	m
X=	0.735	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	1.345805861	m4
Iint=	0.083333333	m4

porcentaje= 1614.97 %

ESFUERZOS:

mk= 2736 kN·m

Sigma s=	64.353	MPa
m fis=	427.494	kN·m
Sigma sr=	10.055	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	88.362	cm2
Ac, ef=	0.2875	m2

Epsilon sm= 0.000313912

sm=	135.87	mm
wk=	0.07	mm

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

FASES 3A; 3B y 2 ZONA A DEL CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO -B-17-.

PK: 706+440.00 a 706+525.62

LOSA DE FONDO.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2896
Fecha 12/XII/05
CAN TUNIS - DCT-C-0135.0

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 30 de noviembre de 2005

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO (B-17).
–FASES 3A; 3B; 2 zona A-

LOSA DE FONDO.
706+440 a 706+525.62

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Se trata de la losa de fondo del tramo del Falso Túnel de Can Tunis comprendido entre los PK: 706+440 y 706+525.62 de la traza, correspondiente a las fases 3A, 3B y 2 zona A del cruce con la Carretera de Barcelona al enlace con el Aeropuerto.

La losa de fondo entre hastiales es de anchura variable, desde los 16,21 m de la sección inicial, en el PK: 706+440, hasta un máximo de 23,06 m de la sección final, en el PK:706+525.62.

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 muy elevados, tanto en la propia contrabóveda como en las pantallas sobre las que debe apoyarse.

Es necesario aumentar el canto de la losa de fondo 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 losa acaba por suponer un comportamiento más próximo a la viga que al arco.

Se utiliza el espacio entre el carril y la cota de máxima excavación para dar canto a la losa de fondo (el relleno de hormigón pobre se transforma en hormigón estructural y se utiliza para resistir la acción de la subpresión). Este aumento del canto supone dejar embebido el tubo de drenaje longitudinal del interior del Falso Túnel, sin mayores implicaciones.

La losa de fondo se realizará por tramos (se procurará que las juntas entre tramos de losas no sean coincidentes con las juntas de bataches), la conexión entre tramos se realizará con armaduras en espera que se solaparán a la armadura del nuevo tramo.

Cada 40 metros, aproximadamente, se realizará una junta de dilatación que permita absorber las deformaciones reológicas (principalmente retracción, que en una pieza de tanto espesor puede alcanzar valores algo más elevados de los habituales) . En las juntas de dilatación se dispondrá una llave de cortante que compatibilice las deformaciones de ambos tramos de losa y que dificulte la entrada de agua.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1. DETALLES TIPO

Se respetan los espacios necesarios para la ubicación de canaletas de instalaciones y de recogida de aguas filtradas, así como las arquetas de registro y conexión.

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. 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 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 (en la posición más desfavorable).

La acción más restrictiva sobre la losa de fondo es la subpresión de agua, que en este tramo alcanza un valor equivalente a de una columna de agua de 10,50 m de altura.

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

Al desaparecer el axil, correspondiente al trabajo por forma de una contrabóveda, en el comportamiento resistente de la losa de fondo, no se puede contar con él para la transmisión de esfuerzos rasantes a las pantallas (sí se ha tenido en cuenta el axil de apoyo de las pantallas sobre la losa de fondo actuando como puntal). Además, dada la gran luz de la losa de fondo, los giros en los extremos de la misma y el comportamiento de la unión serán dudosos. 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.

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

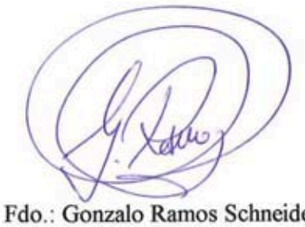
Niveles de control:

- 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 provisionales se ejecuta la losa de fondo y, una vez ésta ha alcanzado la resistencia requerida, se procede a la retirada de puntales.

En este tramo, y sólo en el caso de mantenerse el achique de aguas entre pantallas, la ejecución de las ménsulas cortas de apoyo de la losa de fondo en las pantallas podrá realizarse después de la retirada de puntales provisionales (la losa de fondo actúa como puntal sin necesidad de conexión a las pantallas, siempre que no exista subpresión concomitante). Una vez ejecutada la conexión se podrá finalizar el bombeo de aguas, nunca antes.



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

Barcelona, a 30 de noviembre de 2005

NOTA DE CÁLCULO

REACCIONES PANTALLAS SOBRE LOSA de FONDO

- Cruce B-17 Fase 3ª; 3B y 2ª

S. INICIAL r_{min} = 84,69 Tn/m
$r_{máx}$ = 96,22 Tn/m

S. INTERMEDIA r_{min} = 94,17 Tn/m
$r_{máx}$ = 104,89 Tn/m

S INTERMEDIA (BIS) r_{min} = 94,13 Tn/m
$r_{máx}$ = 102,47 Tn/m

S. FINAL r_{min} = 86,47 Tn/m
$r_{máx}$ = 97,25 Tn/m

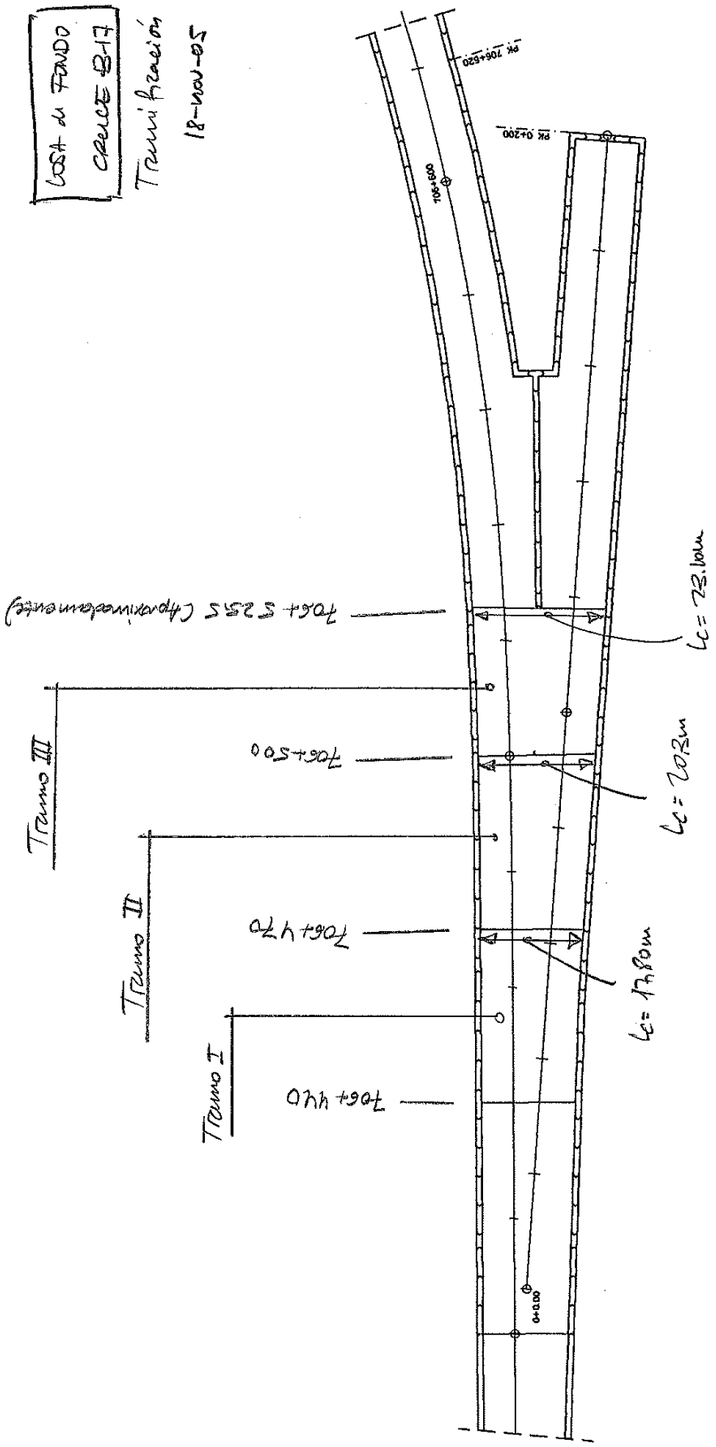
Nuevas previsiones de cigüeñal. r_{min} = 72,57
$r_{máx}$ = 80,70

Las diferencias son pequeñas. Se toma para todo el tramo:

r_{min} = 700 kN/m
$r_{máx}$ = 1050 kN/m

NOTE BOOK

LOSA de FONDO
CRUCE B-17
Trans. Arenas
18-nov-05



LOSA de FONDO CRUCE B-17

Tramo 706+440 a 706+525.50 (aprox.)

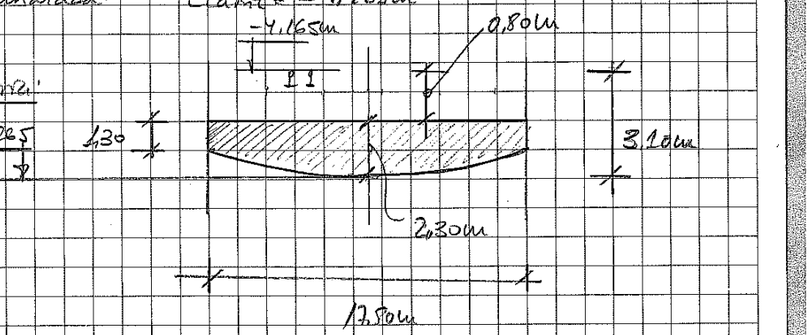
Tramos:

706+440	706+470
706+470	706+500
706+500	706+525.5

II/ Tramo 706+440 a 706+470

- Lmax = 17.80m
- Profundidad: Zcamb = -4.165m

Geometría:



Máxima profundidad: -7.265m

Altura de apoyo sobre la contrabóveda con NF a la cota +2.00m

h= -9.265m (Tramo h=-9.60m)

Se calcula con una luz de 18.0m (del lado seguro)

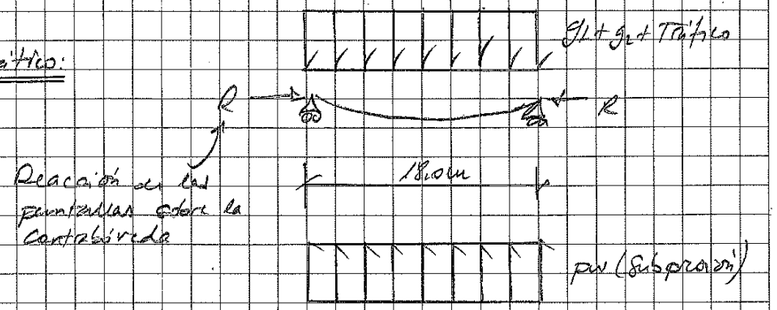
Acciones:

- gi: Peso propio
- Sobrepresión: pv
- Reacción de apoyo de las pantallas sobre la losa
- Cargas permanentes
- Tráfico ferroviario

NOTE BOOK

Cam Tunis 19-nov-05

Esquema estático:



Obs: El efecto del axil de apoyo de las pantallas en una losa de canto variable se tendrá en cuenta sólo cuando sea desfavorable

Modelo SAP [LOSA≠A. SDB] (Con contrabóveda III)

Simulación del contacto losa-terreno

Coeficiente de balasto: $K_b = 2000\ Tn/m^3 = 20000\ KN/m^3$

$K_H = K_b \cdot A = 20000\ KN/m^3 * 0,25\ m^2 = 5000\ KN/m/m$

↑ Distribución en un frano de 1,0m de longitud

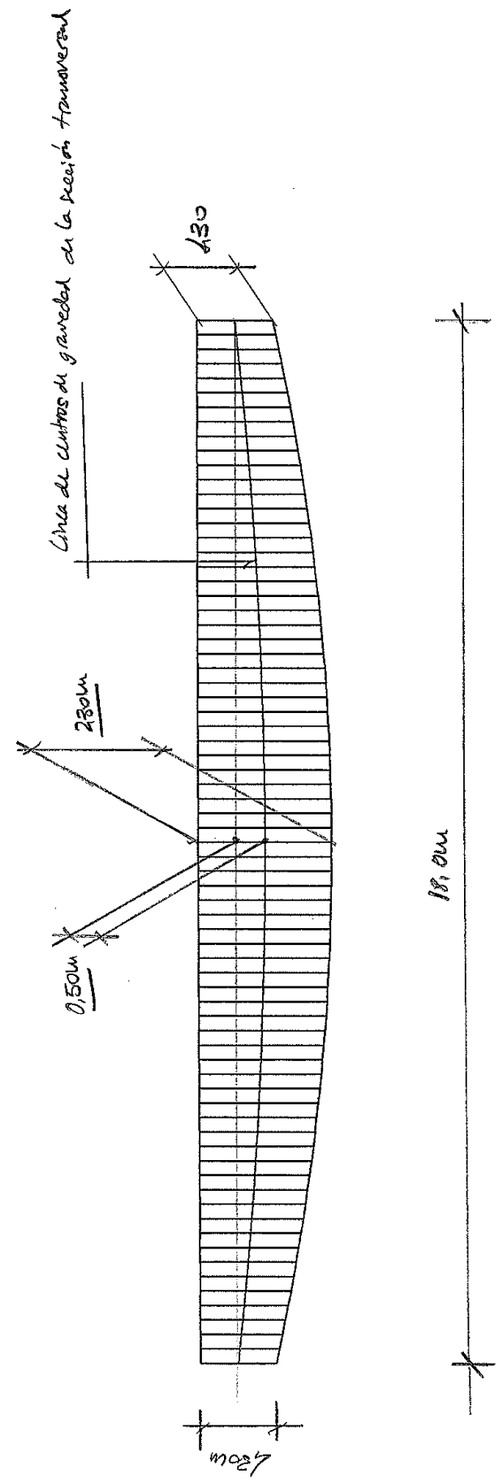
$A = 1,00\ m * 0,25m = 0,25m^2$

[$K_H = 5000\ KN/m/m$]

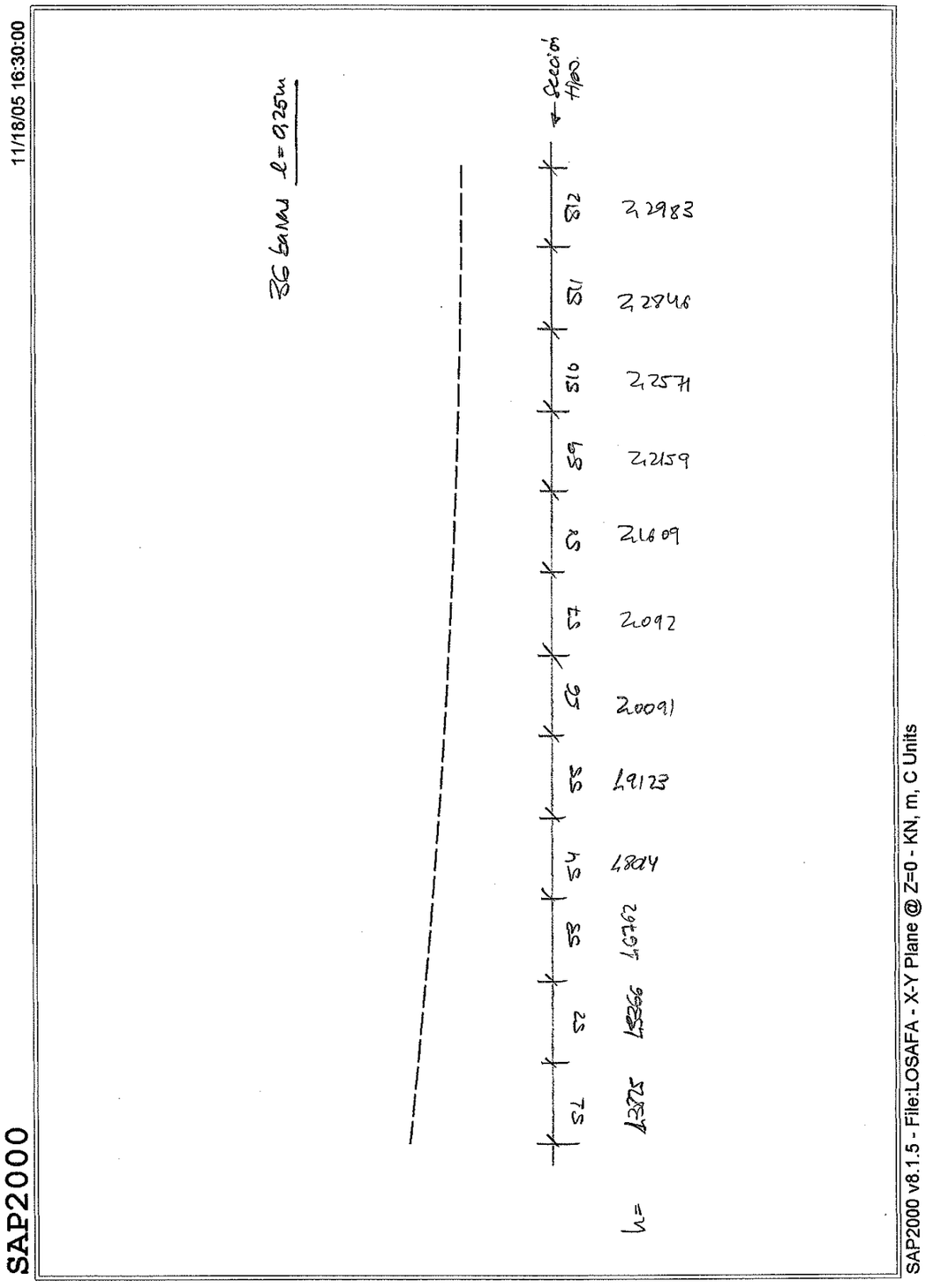
(2)

NOTE BOOK

Tramo I
Geometría
(19-nov-05)



(3)



Can Tunis 18-nov-05

ACCIONES Y CONTROL de REACCIONES

- Peso propio: Generado automáticamente

$\gamma = 17,714 kN/m^3$

$g_L = 442,87 kN/m$ $R_{SAP} = 443,8 kN$ $\varepsilon = 0,2\%$ (OK!)

- Cargas permanentes.

$e = 0,80 m$ Balasto $\gamma_{balasto} = 18 kN/m^3$

$g_2 = 14,4 kN/m^2$

$R_{g_2} = 14,4 \times \frac{12,0 m}{2} = 129,6 kN/m$ $R_{SAP} = 129,6 kN/m$ (OK!)

- Reacción en apoyo de las pantallas en la losa

$r_{min} = 700 kN/m$ | Valor característico

$r_{máx} = 1050 kN/m$ |

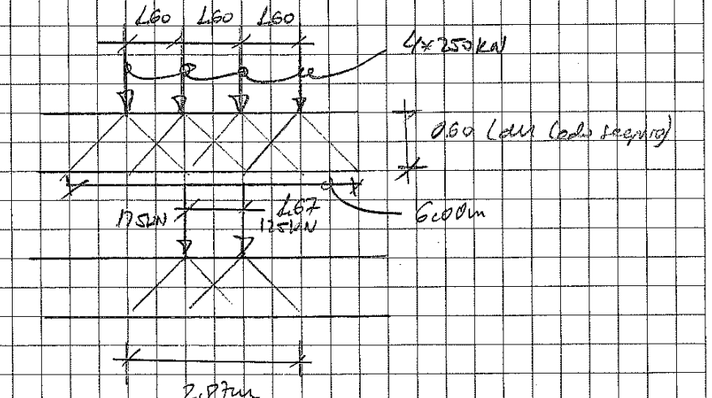
- Sobrecarga

$h = 9,50 m$

$p_w = 9,5 kN/m^2$ (Aprox)

$R_{pw} = 9,5 kN/m^2 \times \frac{18,0 m}{2} = 85,5 kN/m$ $R_{SAP} = 85,5 kN/m$ (OK!)

- Trafico



En sentido Longitudinal

En sentido transversal

(5)

NOTE BOOK

Reparto en (6 * 2,97) m² = 17,72 m²

$$q_{eq} = \frac{4 * 250\,kN}{17,72\,m^2} = 58,072\,kN/m^2$$

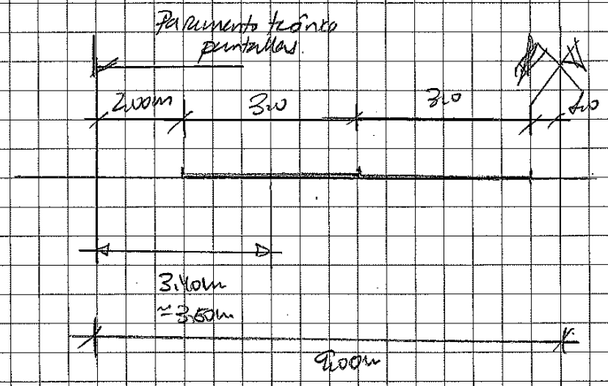
Coeficiente de clasificación d = 1,21

Coeficiente de impacto envolvente φ = 1,50 (Muy del lado seguro)

Con lo cual $q_{trafico} = 58,07 * 1,21 * 1,50 = 105,4\,kN/m^2$

$$q = 105,4\,kN/m^2$$

Se aplica en 3,0 m de anchura.



Control de reacciones:

R = 105 * 3,0 = 315 kN

R_{SAP} = 315 kN (OK!)

NOTE BOOK

DIMENSIONAMIENTO:

Hipótesis:

a) Máximo momento flector negativo

b) Máximo momento flector positivo

b) Máximo flector negativo

Acciones: - Peso propio

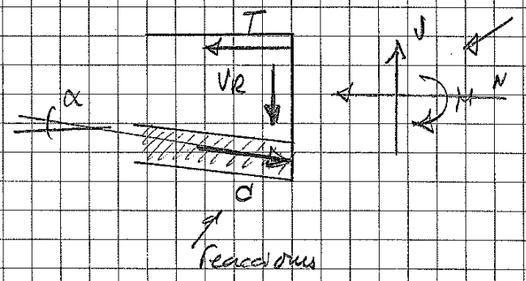
- Sobrecarga

Determinación del esquema estático:

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que cada una está totalmente traccionada (hay levantamiento)

Archivo SAP: LOSA FA II_B08

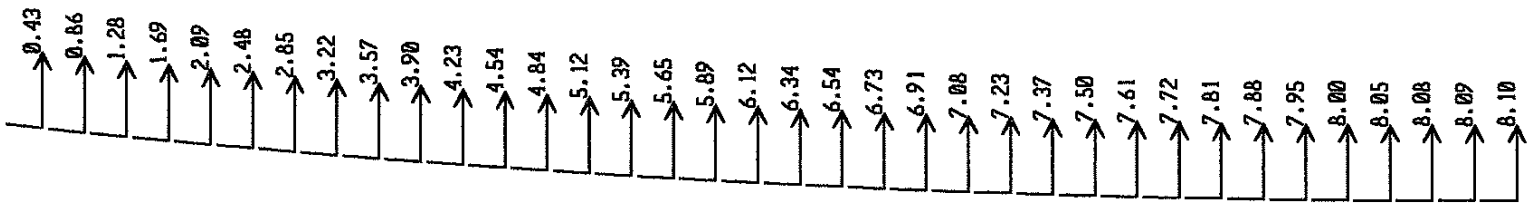
El efecto del cambio de canto (A canto mayor secciones con mayores momentos flectores) hace disminuir el cortante efectivo sobre la sección (No se tiene en cuenta)



Cortante reducido sobre la sección, se tomará el cortante final para cada lado (la diferencia es muy pequeña)

NOTE BOOK

SAP2000 11/18/05 17:18:10

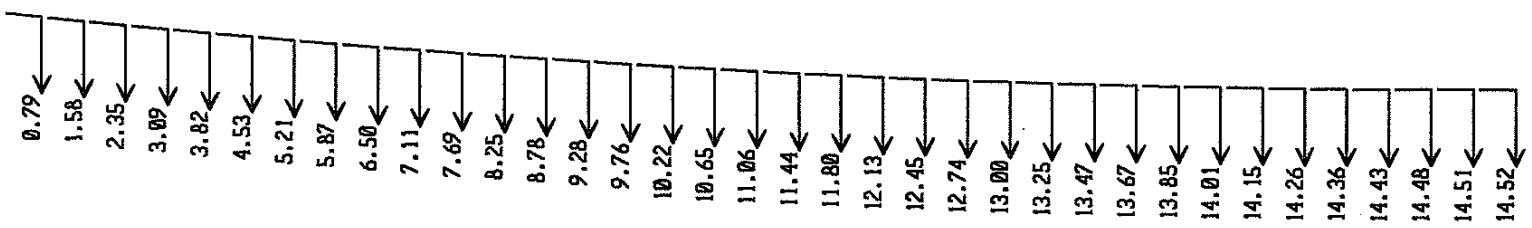


REACCIONES CONTRA EL TERRENO DEBIDAS A LA ACCIÓN DEL PESO PROPIO [kN/m]

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

SAP2000 11/18/05 17:18:32

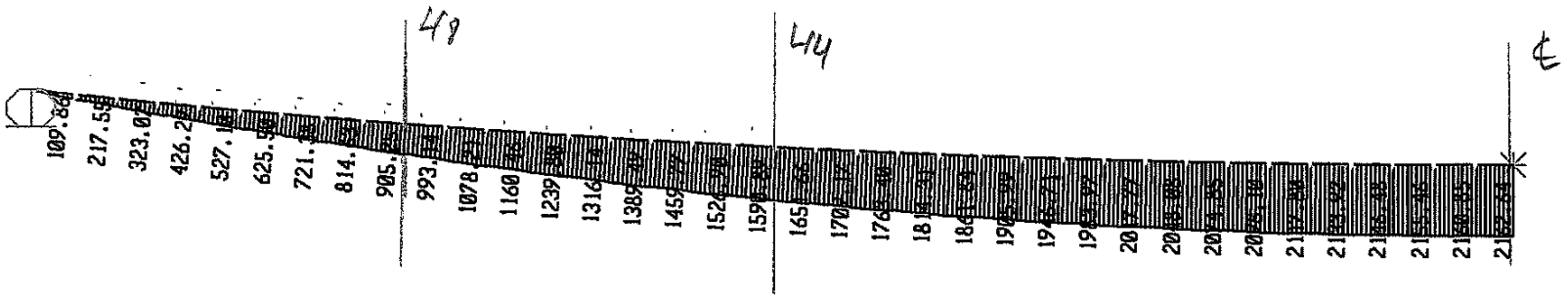
REACCIONES CONTRA EL TERRENO DEBIDAS A LA SUBPRESIÓN [kN/m]



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

SAP2000 11/18/05 17:22:10

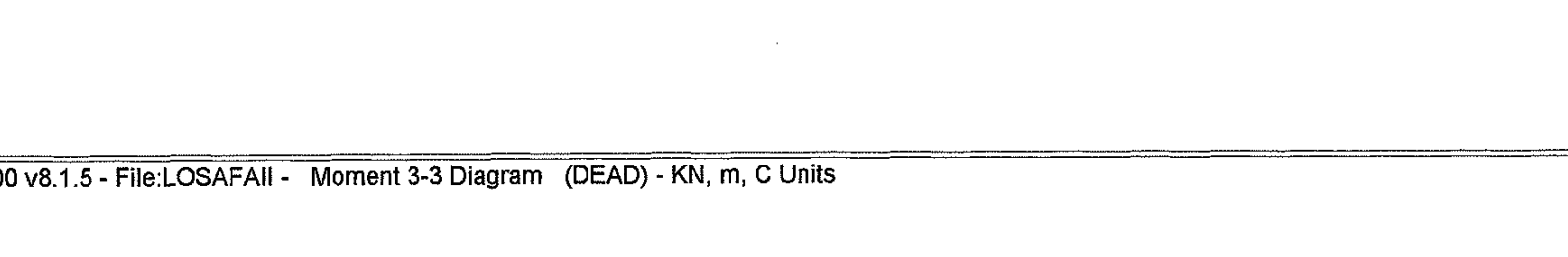
Momentos flectores debidos
al peso propio
Valores característicos
[kN·m/m]



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

SAP2000 11/18/05 17:22:48

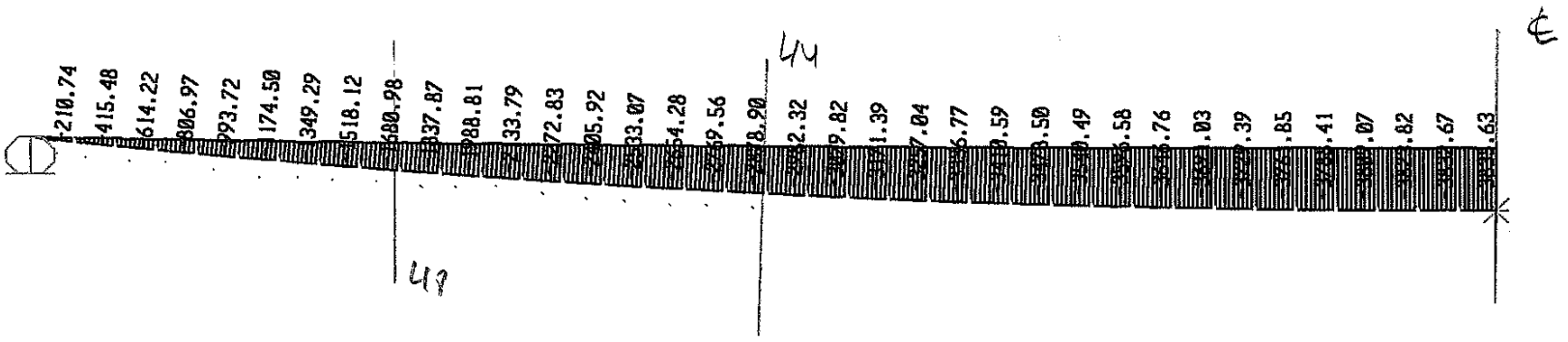
Cortantes en peso propio
Valores característicos
[kN/m]



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

SAP2000 11/18/05 17:22:56

Momentos flectores de subpresión
Valores característicos
[kN·m/m]

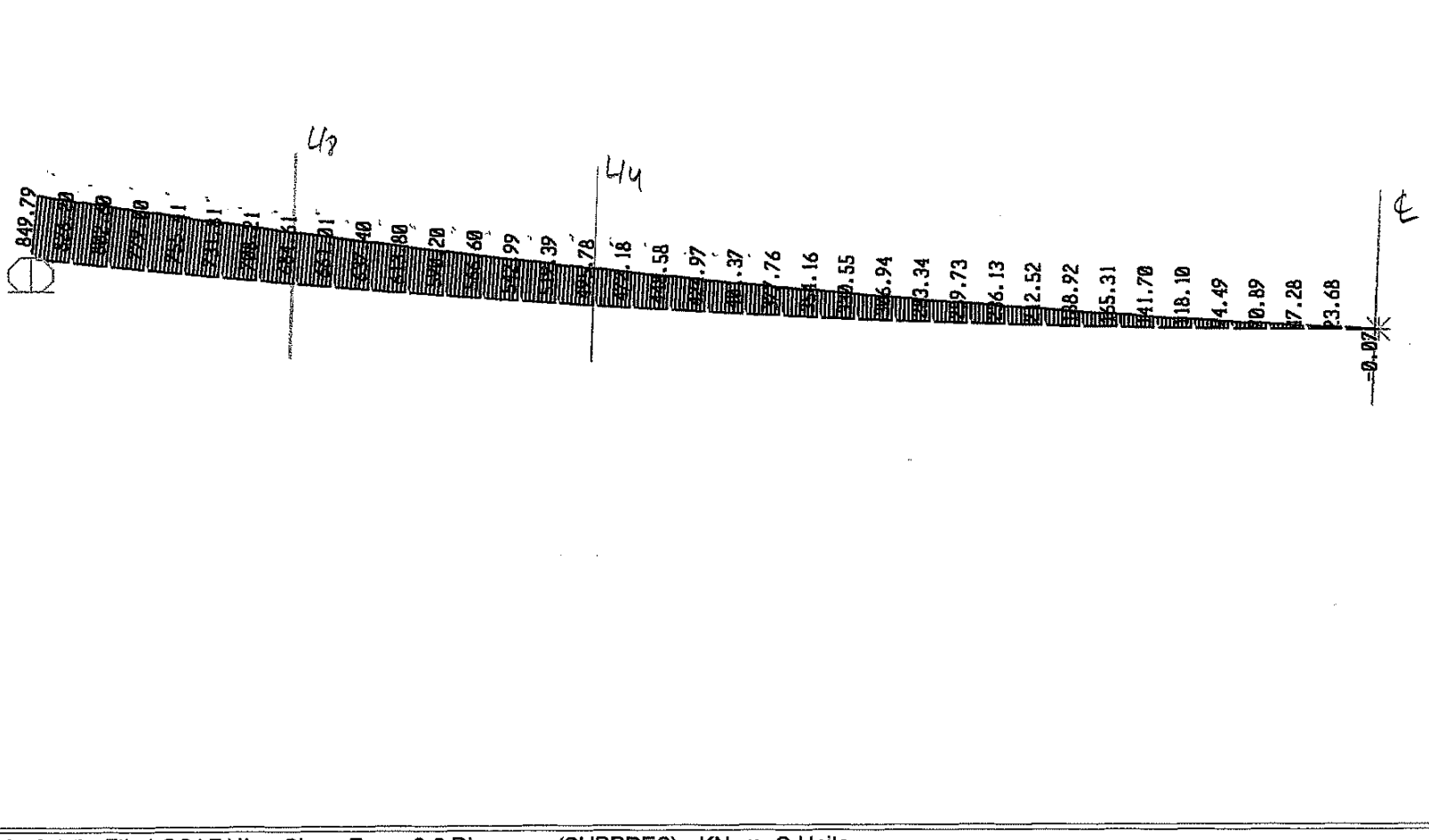


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFAII - Moment 3-3 Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

(12)

SAP2000 11/18/05 17:23:05

Cortantes de subpresión
Valores característicos
[kN/m]



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

(13)

Se tiene en cuenta el axil (mínimo) previo el ligero momento positivo (tracción cara inferior) que provoca, del lado seguro.

COMBINACIÓN de ACCIONES: $1{,}00 g_k + 1{,}50 \cdot$ Sobrecarga

$N_{d,min} = 700\ kN/m$

ELEXIÓN: (Dimensionamiento con programa BASIC)

4: $M_d = 1{,}00 \cdot 2162{,}64 + 1{,}50\,(-3835{,}63) = -3590{,}8\ kN\cdot m/m$

$h = 2{,}80m$, $r = 0{,}10m$ (Talla directa) $\Rightarrow A_s \geq 31{,}65\ cm^2/m$ (Ref 25, 10 Ø 20)

$N_d = 700\ kN/m$

Axil reducido: $\frac{700\ kN/m}{1{,}30m^2 \cdot \frac{25\ MPa}{1{,}50}} =$

$\nu = 0{,}032$ ← cg encerrando axil es favorable.

4A $M_d = 1{,}00 \cdot 1590 + 1{,}50\,(-2880) = -2730\ kN\cdot m/m$

$h = 2{,}05m$, $r = 0{,}10m$ $\Rightarrow A_s = 26{,}12\ cm^2/m$ $N_d = 700\ kN/m$ (2A)

4B $M_d = 1{,}00 \cdot 905 + 1{,}50\,(-1680) = -1615\ kN\cdot m/m$

$h = 1{,}75m$, $r = 0{,}10m$ $\Rightarrow A_s = 15{,}92\ cm^2/m$ $N_d = 700\ kN/m$ (2B)

Si llevamos Ø20 a todo o todo de la sección

(14)

NOTE BOOK

CORTANTE (Dimensionamiento con programa BASIC)

- Apoyo: $V_d = 1{,}00 \cdot 441 + 1{,}50(-850) = 835\ kN/m$

$A_s = 5{,}74\ cm^2/m$ (como mínimo)

$h = 1{,}30m$

$A_s \geq 10{,}89\ cm^2/m$ cm

$A_{s,min} = 0{,}02 \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}02 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{25/1{,}50}{400} = 8{,}33\ cm^2/m$

Se disponen planos a 0,30 de 2 ganchos: Ø10 pmd

$A_{s,disp} = 10{,}47\ cm^2/m$ (OK)

DESVIACIÓN de EMPUJES AL VACÍO:

Equilibrio: $C_{max} = U + N = 31{,}42\ cm^2/m \cdot 434{,}8\ MPa + 1{,}50 \cdot 105$ ← caso pésimo

$C_{max} = 2941{,}44\ kN$

$R = 4{,}1\ m$ Curvatura:

Fuerza de desviación necesaria:

$q = \frac{2950\ kN}{4{,}1m} = 71{,}95\ kN/m$

$A_s \geq \frac{71{,}95\ kN/m}{400\ MPa} = 1{,}799\ cm^2/m$ ← Sale muy bajo y lo mismo en las secciones de máximo flector (= mínimo cortante).

(15)

NOTE BOOK

CIMENTACION-ES1.

* Flexión:

- Cuantía mínima: $A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 2,30m \cdot \frac{25/1,50}{434,80}$ — No se tiene en cuenta el axil! es comprimido.

$A_s \geq 35,27 cm^2/m$

Se disponen $A_s = 31,42 cm^2/m$ (OK!)

- Momentos flectores transversales por efecto Poisson

(d) $m_{sd} = 3590,8 kN \cdot m/m$

$m_{sd\perp} = 0,20 \cdot 3590,8 = 718,16 kN \cdot m/m$

$h = 2,30m$; $r = 0,10m \rightarrow A_s \geq 7,91 cm^2/m$

(qp) $m_{sd} = 2730 kN \cdot m/m$

$m_{sd\perp} = 0,20 \cdot 2730 = 546 kN \cdot m/m$

$h = 2,05m$; $r = 0,10m \rightarrow A_s \geq 6,54 cm^2/m$

(p) $m_{sd} = 1615 kN \cdot m/m$

$m_{sd\perp} = 0,20 \cdot 1615 kN \cdot m = 323 kN \cdot m/m$

$h = 1,75m$; $r = 0,10m \rightarrow A_s \geq 4,91 cm^2/m$

- Cuantía geométrica mínima: (1,8‰)

$h = 2,30m \rightarrow A_s \geq 20,70 cm^2/m$ en cada cara

$h = 2,05m \rightarrow A_s \geq 18,45 cm^2/m$ en cada cara ← 2Φ20 a 0,30

$h = 1,75m \rightarrow A_s \geq 15,75 cm^2/m$ en cada cara ← Φ25 a 0,30

Se disponen 2Φ20 a 0,30 en toda la anchura

NOTE BOOK

* Cortante:

- Confinamiento del hormigón:

$h = 1,30m \rightarrow V_{u1} = 6,0 MN = 6000 kN$

$V_d = 835 kN/m < \frac{1}{5} V_{u1} = 1200 kN/m$

$\rightarrow S_t \leq 0,8 d = 0,8 \cdot 1,20 = 0,96m > 300mm \rightarrow S_t \leq 300mm$ (OK!)

- Control fisuración:

$A_s = 31,49 cm^2/m$

$V_{cu} = 316 kN/m$

$V_d - 3V_{cu} = 835 - 3 \times 316 \leq 0,0 \rightarrow S_t \leq 300mm$ (OK!)

NOTE BOOK

Can Tunis 18-nov-05

6) Máximo flector positivo.

Acciones: + Pso propio
+ Cargas permanentes
+ Tráfico ferroviario
+ Reacción puntales sobre losa

Obs: del lado seguro vamos considerar sobrecarga (pues es limitante)

Determinación del esquema estático.

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que éste está totalmente comprimido (no hay levantamiento)

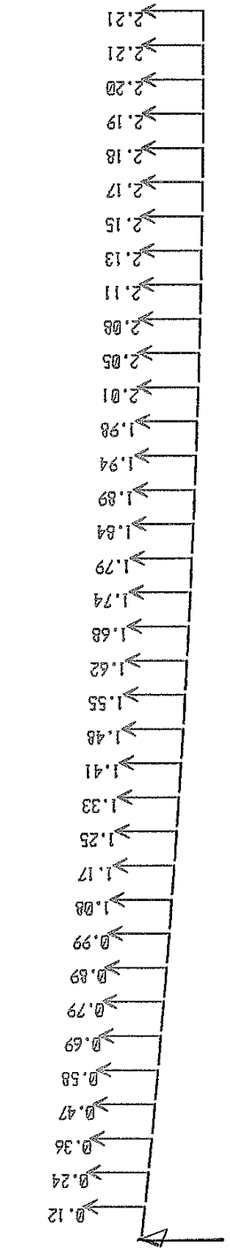
Archivo SAP: LOSAFA.SDB

COMBINACIÓN: $1.35g_1 + 1.35g_2 + 1.5 \cdot Rpunt + 1.5 \cdot (Tráfico)$

NOTE BOOK

11/18/05 18:31:59

Reacciones contra el terreno
debidas a las cargas
permanentes

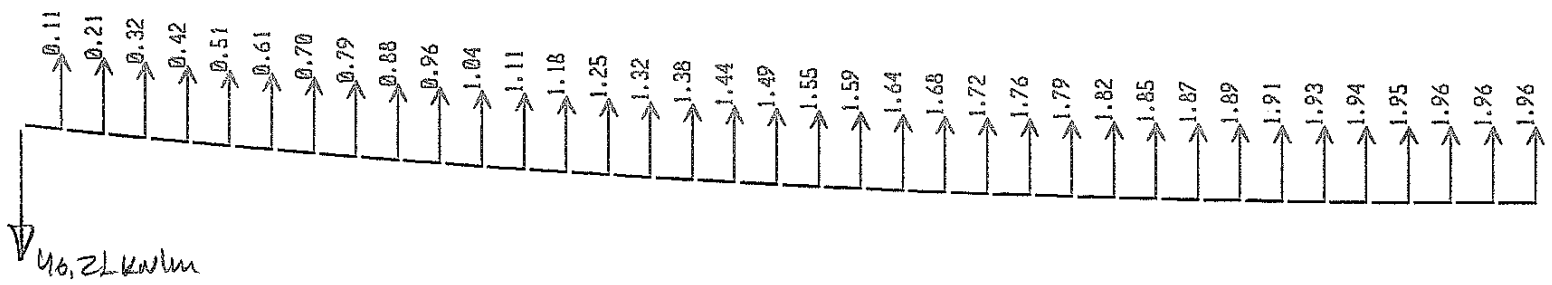


SAP2000

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

SAP2000 11/18/05 18:32:59

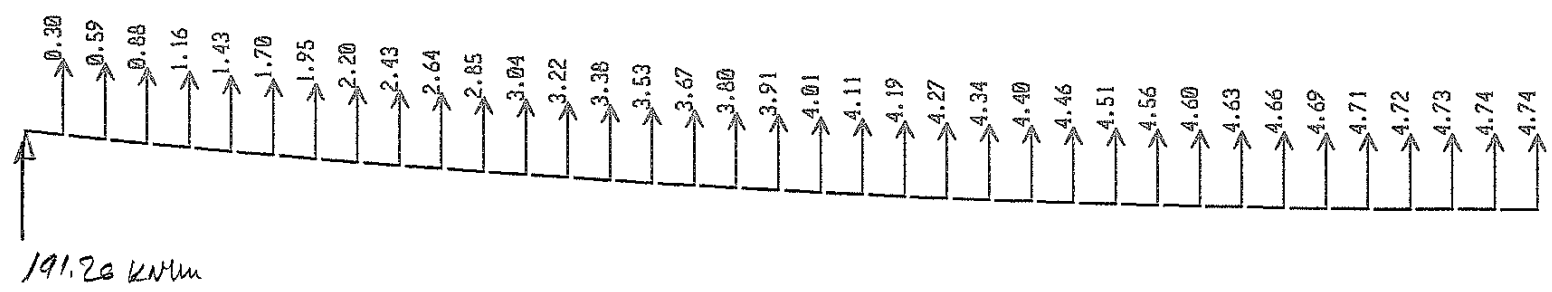
Reacciones contra el terreno debidas al apoyo de las pantallas en la cota de fondo



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

SAP2000 11/18/05 18:32:07

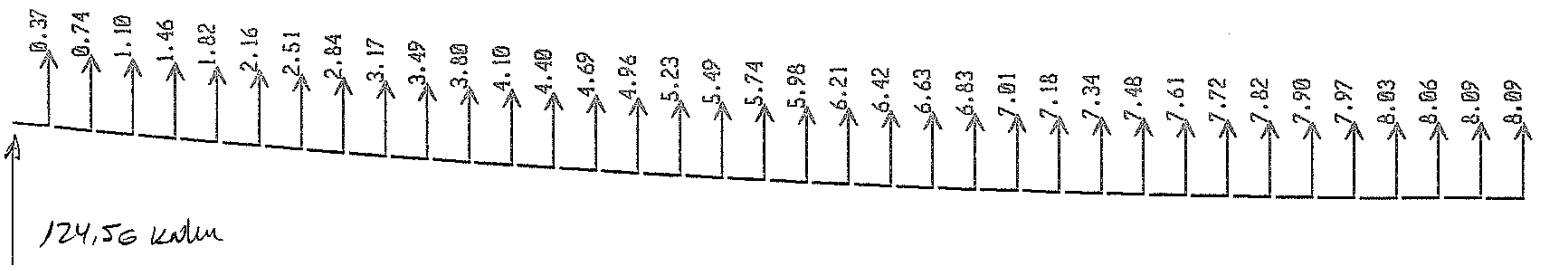
Reacciones contra el terreno debidas al tráfico en porción 2



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFA - Spring Reactions (TRAFICO1) - KN, m, C Units

SAP2000 11/18/05 18:32:14

Reacciones contra el terreno debidas al tráfico en posición 2

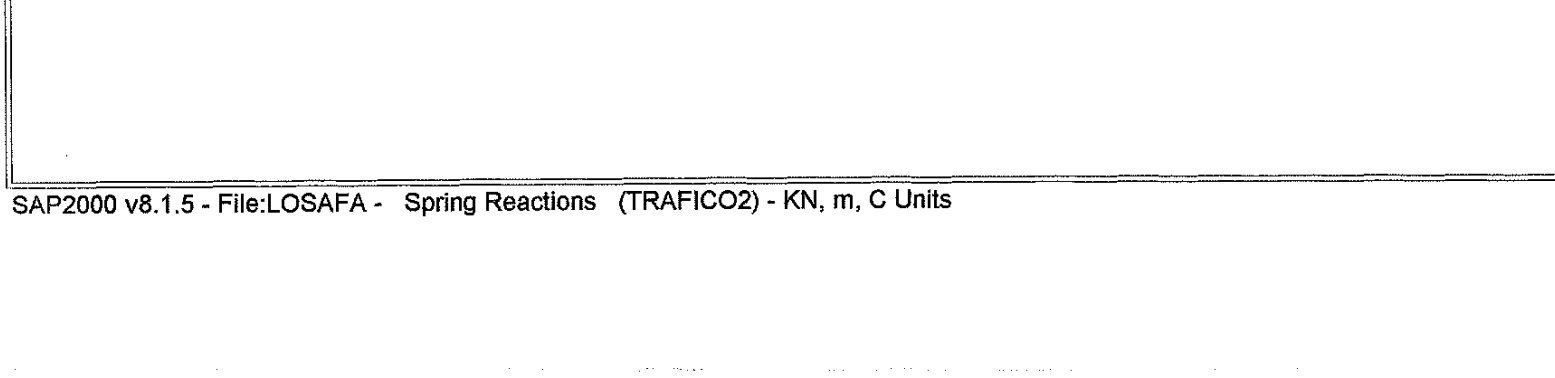


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFA - Spring Reactions (TRAFICO2) - KN, m, C Units

(22)

SAP2000 11/18/05 18:46:26

Momentos flectores debidos al peso propio
Valores característicos
[KN.m/m]



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

(23)

SAP2000 11/18/05 16:46:45

Cortantes debidas al peso propio
Valores característicos
[KN/m]

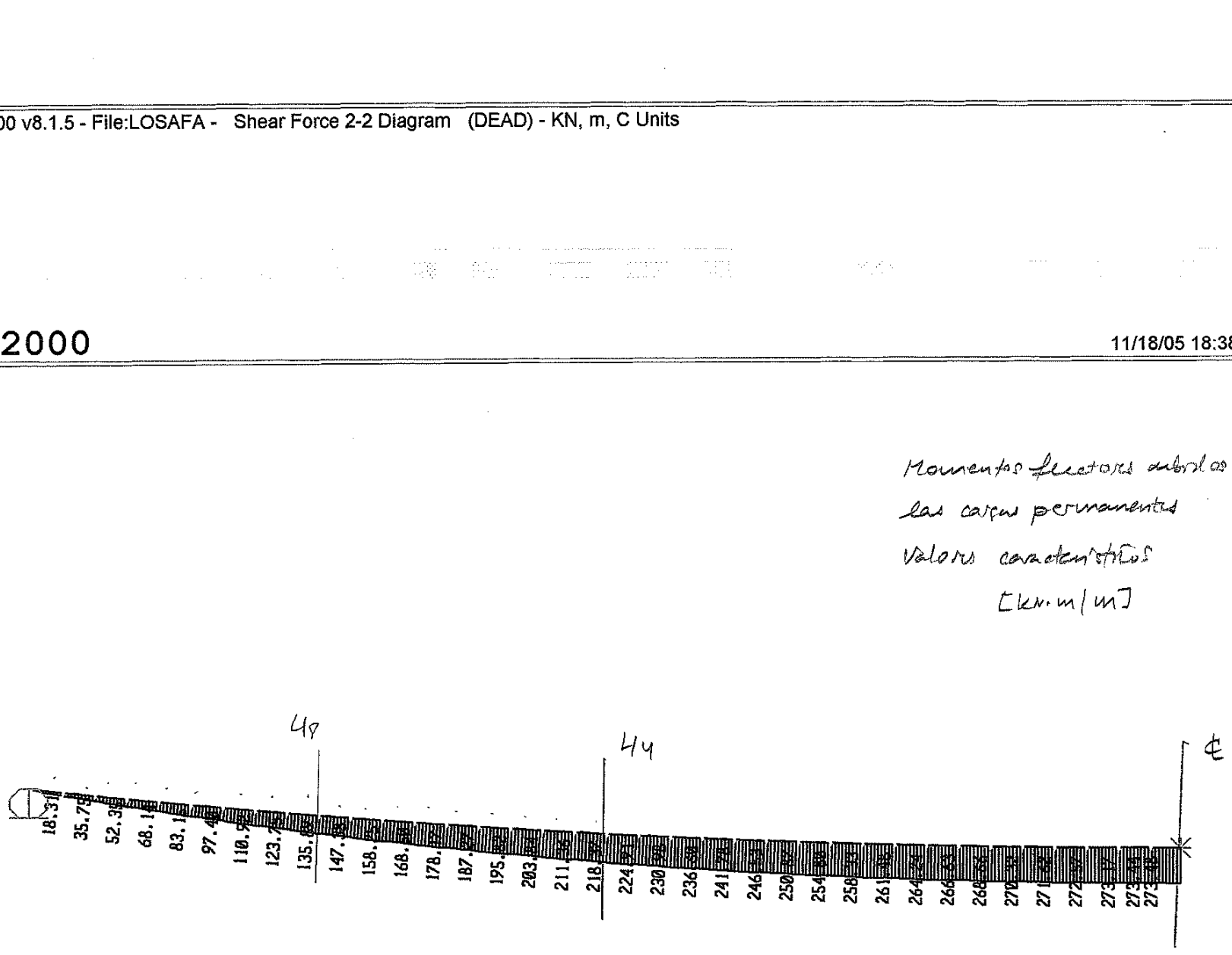


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFA - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

(24)

SAP2000 11/18/05 18:38:22

Momentos flectores debidos a las cargas permanentes
Valores característicos
[kn.m/m]

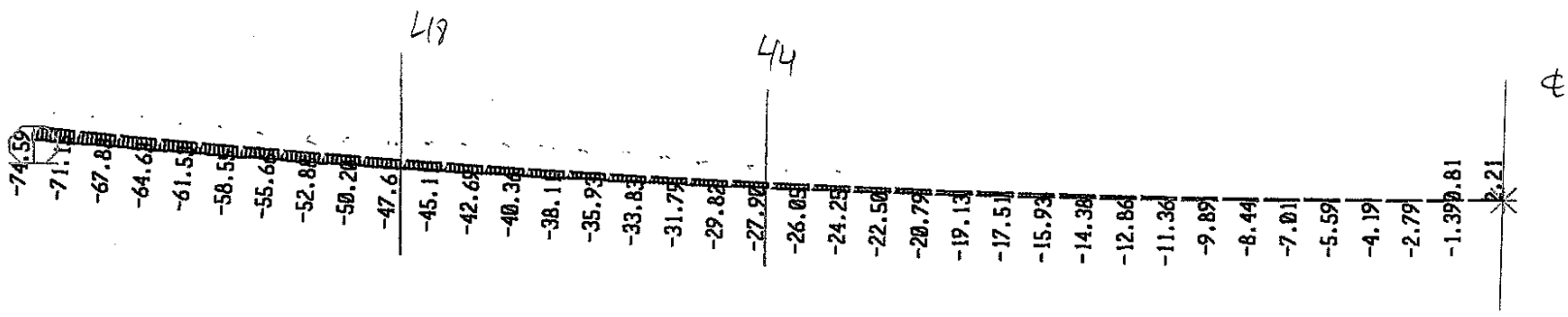


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFA - Moment 3-3 Diagram (G2) - KN, m, C Units

(25)

SAP2000 11/18/05 18:38:30

Cortantes debidos a las cargas permanentes Valor característico [kN/m]

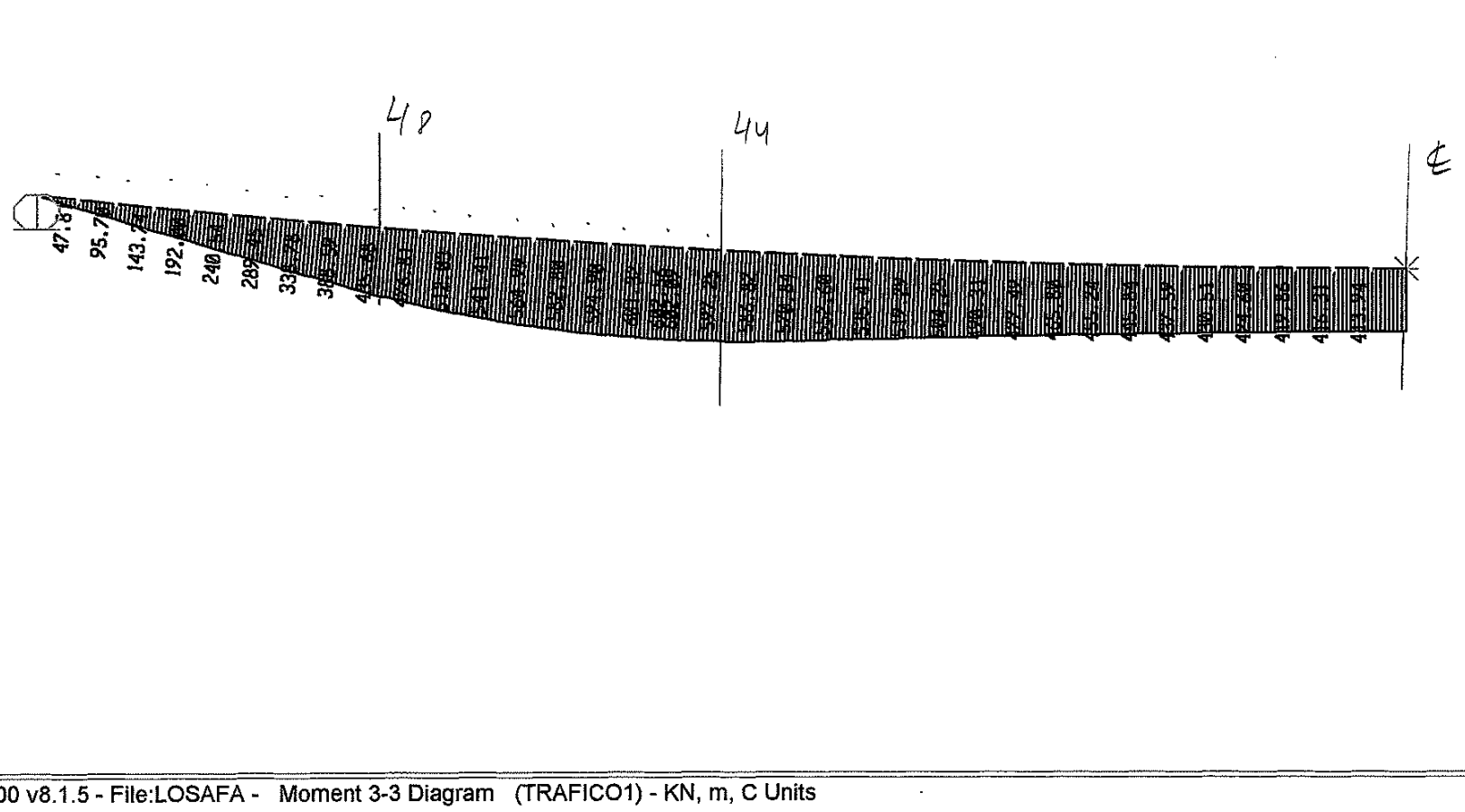


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFA - Shear Force 2-2 Diagram (G2) - KN, m, C Units

(26)

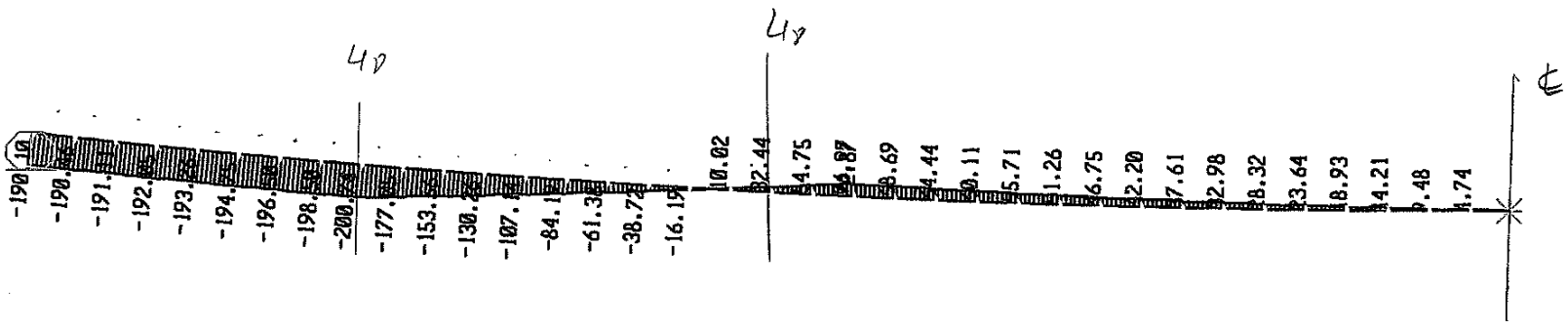
SAP2000 11/18/05 18:38:40

Momentos flectores debidos al tráfico ferroviario en periodo I. Valores característicos [kN·m/m]



SAP2000 11/18/05 18:38:47

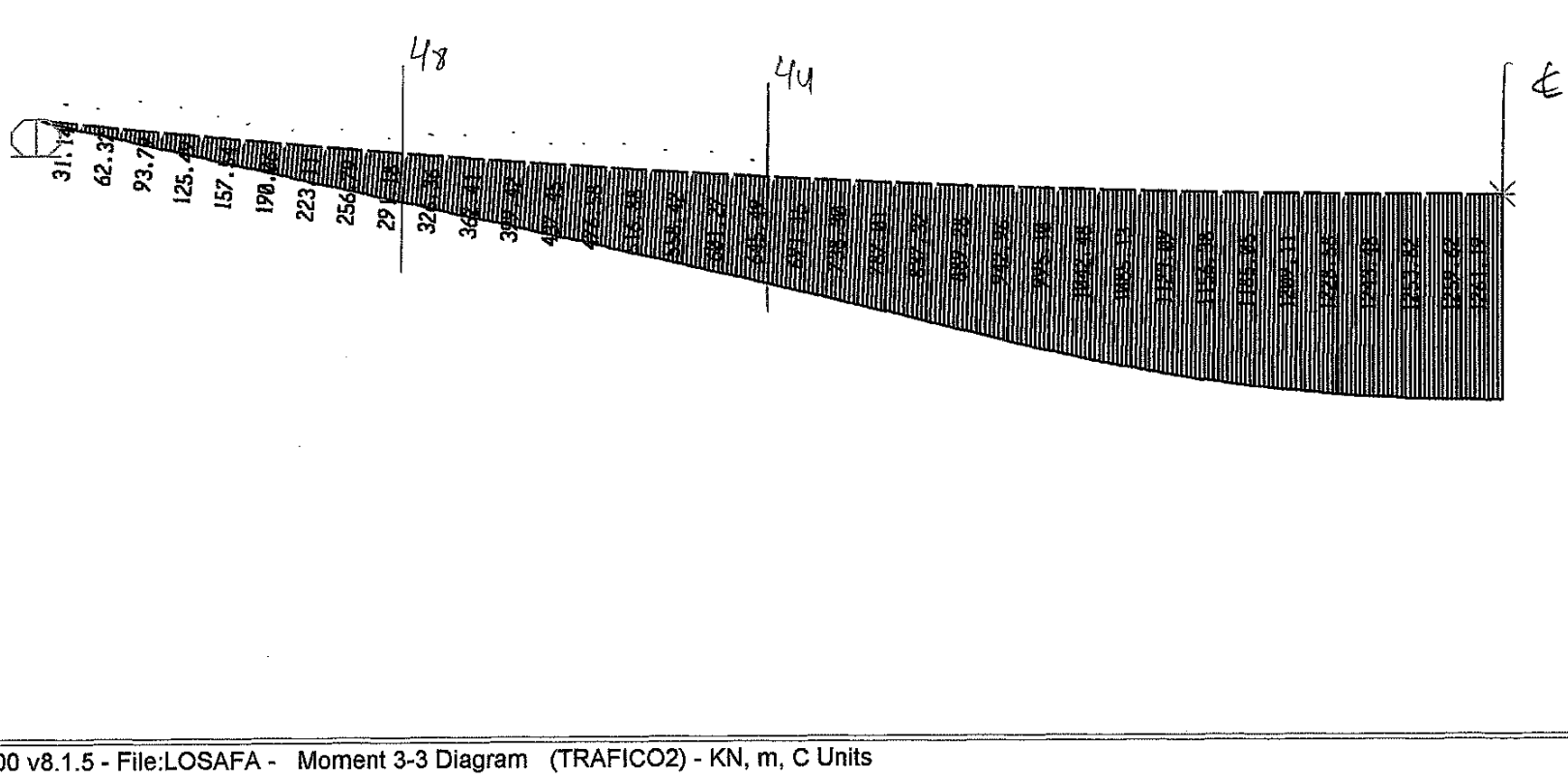
Cortantes debidos al tráfico ferroviario en posición 1.
Valores característicos
[KN/m]



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFA - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO1) - KN, m, C Units

SAP2000 11/18/05 18:38:58

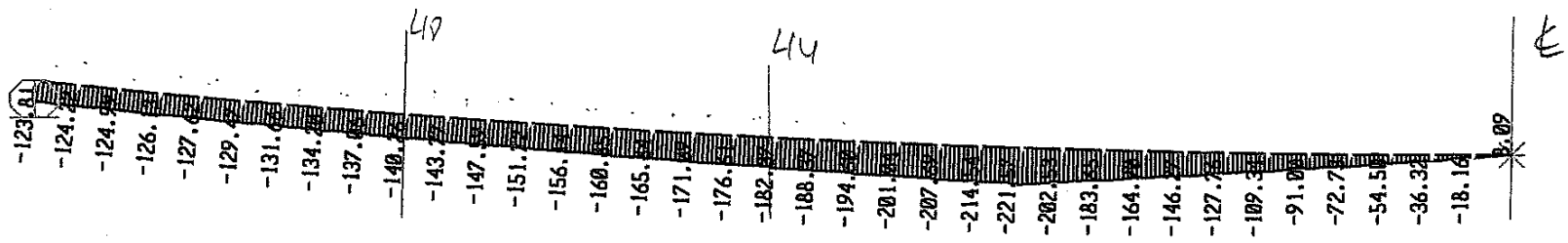
Momentos flectores debidos al tráfico ferroviario en posición 2
Valores característicos
[KN.m/m]



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFA - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO2) - KN, m, C Units

SAP2000 11/18/05 18:39:06

cortantes debidos al tráfico ferroviario en posición 2
Valores característicos [kN/m]

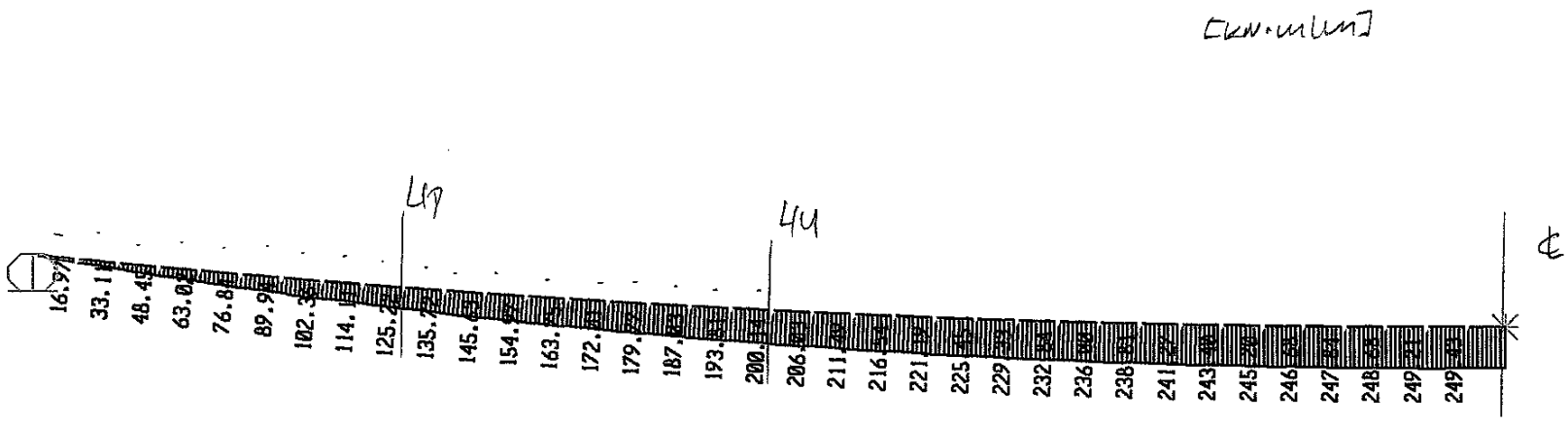


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFA - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO2) - KN, m, C Units

(49)

SAP2000 11/18/05 18:39:28

Momentos flectores debidos al apoyo de las pantallas en la losa de fondo
Valores característicos [kN·m/m]

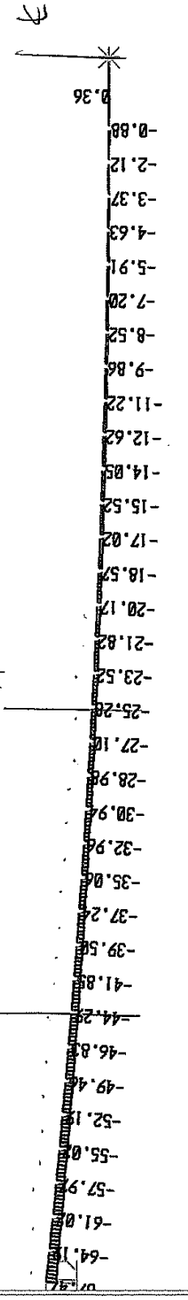


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFA - Moment 3-3 Diagram (RMAX) - KN, m, C Units

(50)

11/18/05 18:39:40

Contents reboots at apoyo en las puntales en la Loc. de fondo
Valor característico [KN/m]



SAP2000

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

(32)

Cam Tunnel 18-Nov-05

FLEXIÓN

- ϕ md = 1,35 (1029,73) + 1,35 (273,5) + 1,50 (1260,2 + 249,43)
  ↑ Traída en para obs #2

  md = 4025,3 KN.m/m

  md = 1050 KN/m (+ el concomitante)

  Dimensionamiento con programas BASIC:

  A_s = 32,96 cm²/m (< A_s min)

  Obs: Tomando la reacción mínima de las puntales sobre la Cota de fondo md = 3900,59 KN.m/m

  md = 700 KN/m (Sin mayorar, en Cada segundo)

  A_s = 52,99 cm²/m

- L/4: md = 1,35 (790,5 + 218,4) + 1,50 (645,5 + 200,14) = 2630,475 KN.m/m

  md = 1050 KN/m (Sin mayorar, en Cada segundo)

  h = 2,05m, r = 0,10m → A_s = 21,0 cm²/m

  (Tomando m_{min} = 700 KN/m)
  md = 2530,4 KN.m/m
  md = 700 KN/m → A_s = 23,52 cm²/m

- L/4p: md = 1,35 (469,83 + 135,89) + 1,50 (435,68 + 125,22) = 1659,072 KN.m/m

  md = 1050 KN/m (Sin mayorar, en Cada segundo)

  h = 1,75m, r = 0,10m → A_s = 12,2 cm²/m

  (Tomando m_{min} = 700 KN/m
  md = 1596,5 KN.m/m
  md = 700 KN/m

  A_s = 15,17 cm²/m

(33)

NOTE BOOK

CORTANTE

· Apoyo $Vd = 1,35(243,2+74,59) + 1,50(180,10+67,5) =$

$= 815,41$ KN/m $\quad Vcd = 1050$ KN/m

$A_t = 15,71\ cm^2/m$ (Cuantía mínima todos pund)

$h = 1,30m$; $r = 0,10m$

Dimensionamiento con pasmuna BAST

$A_t \geq 8,69 cm^2/m/m$ — Se cubre con planos a 0,80 de 2 gendas Ø12 a 0,60 ($12,56 cm^2/m/m$)

Obs: Sin considerar el axil: $Vd = 714,17$ KN/m $\quad Vcd = 0$

$h = 1,30m$; $r = 0,10m$

$A_t \geq 10,20 cm^2/m/m$ ← (24)

DANDO ENTE: $L = 17,80m$; $L_0 = \beta L = 17,80m$ ($\beta = L_0$)

· En extremos: $I = \frac{1}{12} L_0 \cdot L^3 = 0,1833 m^4/m$; $A = 1,30 m^2/m$; $i = \sqrt{I/A} = 0,375m$

$I_{mín} = 0,1833 m^4/m$

· En ¢: $I = \frac{1}{12} L_0 \cdot 2,30^3 = 1,0139 m^4/m$; $A = 2,30 m^2/m$; $i = \sqrt{I/A} = 0,664m$

$I_{máx} = 1,0139 m^4/m$

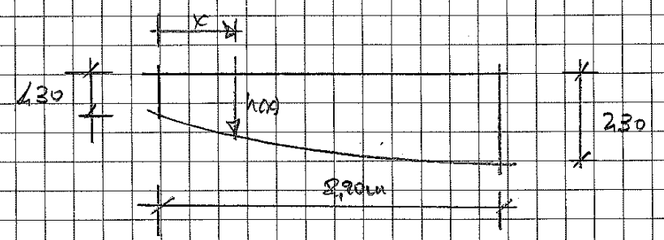
$r = \sqrt{I_{mín}/I_{máx}} = 0,4252$

[(S/EA-95)

Variación parabólica del canto (todo lo más similar) $c = 0,7981 \approx 0,80$

(Interpolando linealmente)

Am: Valor medio a lo largo de la pieza



$Am = \int_0^L A(x)\,dx \frac{1}{L} = \int_0^L h(x)\,dx \cdot \frac{1}{L} = \frac{V}{L}$

$V = 17,52 m^3$ $\quad L = 8,90m$

$Am = \frac{17,52 m^3}{8,90m} = 1,969 m^2$ $\quad$ $h_m = 1,969m$

con lo cual $i = \frac{\sqrt{c \cdot I_{máx}}}{Am} = \frac{\sqrt{0,80 \cdot 1,0139}}{1,969} = 0,4575m$

Esbelter mecánica de la pieza: $L_0 = 17,80m$

$\lambda = \frac{17,80}{0,4575} = 38,90 < 35$ ← No se consideran los efectos de 2º orden

ARMADO TRANSVERSAL.

Momentos flectores transversales por efecto Poisson

- ℓ: $m_d = 4025.3$ KN.m/m
  $m_{d,\perp} = 0.20 \cdot 4025.3 = 805.06$ KN.m/m
  $h = 2.30$m; $r = 0.10$m (recubrimiento mecánico)
  $A_s \geq 8.50$ cm²/m
- $\ell/4$: $m_d = 2630.5$ KN.m/m
  $m_{d,\perp} = 0.20 \cdot 2630.5 = 526.1$ KN.m/m
  $h = 2.00$m; $r = 0.10$m
  $A_s \geq 6.42$ cm²/m
- Up: $m_d = 1659.07$ KN.m/m
  $m_{d,\perp} = 0.20 \cdot 1659.07 = 331.81$ KN.m/m
  $h = 1.75$m; $r = 0.10$m
  $A_s \geq 4.66$ cm²/m

Cuantía geométrica mínima (como losa) 4.8200

$A_s \geq 2.30$ cm²/m

$A_s \geq 20.70$ cm²/m en cada cara (Si cubro con 2φ20 a 0.30) $A_s = 20.95$ cm²/m

NOTE BOOK

CORTANTE:

- Confinamiento hormigón comprimido
  $V_u = 6.0$ MN/m (← $h = 2.30$m ← Vc caso de flexión negativa
  $V_d = 895$ KN/m
  $V_d \leq \frac{1}{2} V_u = 1200$ KN/m ← $s_t \leq 0.80d$ (φ800mm)
  $s_t \leq 300$ mm (OK!)
- Control fisuración
  $A_s = 31.34$ cm²/m
  $v_d = 700$ KN/m ← Como ejemplo
  $V_{cu} = 315.9$ KN/m ← Aún sin tener en cuenta el axil
  $(V_d - 3V_{cu}) = (0.895 - 3 \times 0.315) < 0 \rightarrow s_t \leq 300$ mm OK!

DETERMINACIÓN DE LA ÚLTIMA BIELA DE CORTANTE.

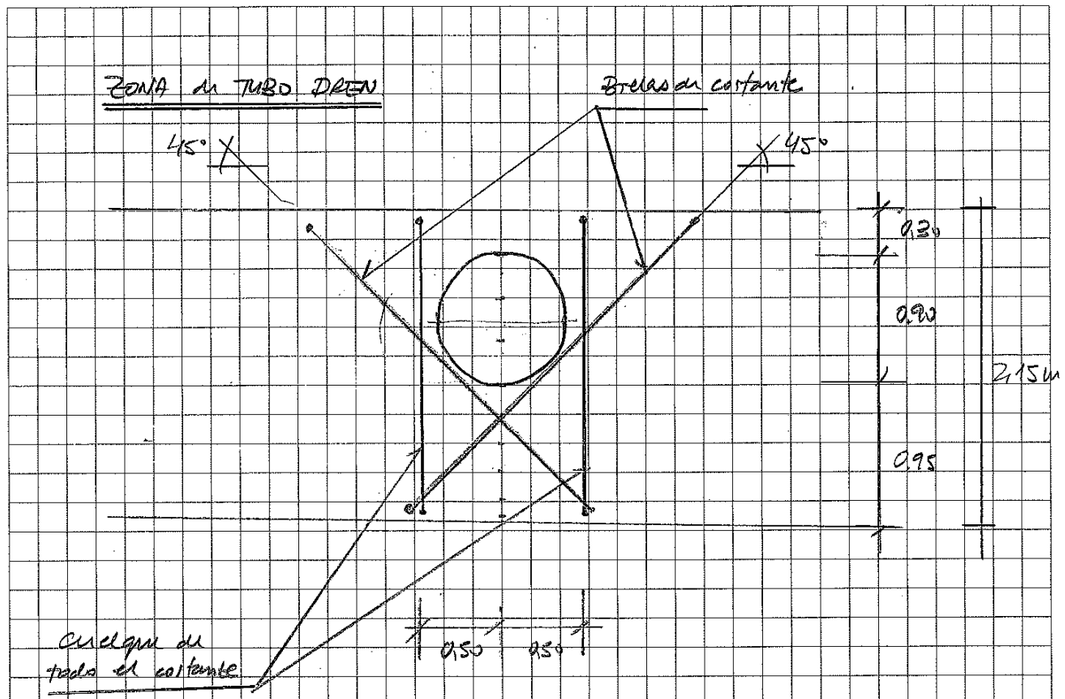
a) Hipótesis de máximo flector negativo
   $V_d = 835$ KN/m
   $A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0.835 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 20.87$ cm²/m ← Si cubro con la armadura dispuesta

b) Hipótesis de máximo flector positivo
   $V_d = 815$ KN/m
   $A_s \geq \frac{0.815 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 20.375$ cm²/m ← Si cubro con la armadura dispuesta

Si llevo toda la armadura a los extremos.

NOTE BOOK

ZONA de TUBO DREN



cuelgue de la reacción: (a 550mm del apoyo)

a) Traccionando fibras superiores:

$$Vd = 1,00 \cdot 223,25 + 1,50(-401,37) = -378,825 \text{ kN/m}$$

b) Traccionando fibras inferiores

$$Vd = 1,35(107,87 + 126,05) + 1,50(194,60 + 21,02) = 505,35 \text{ kN/m}$$

cuelgue de la reacción: $Vd = 505,5 \text{ kN/m}$

$$A_{sw} \geq \frac{Vd}{f_{yd}} = \frac{0,5055 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 12,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se disponen: 4 ramas Φ16 a 0,60 → (13,41 cm²/m) OK

NOTE BOOK

CORTANTES que deben transmitirse por flexión local

i) Cuando se traccionan las fibras superiores:

La reacción en la subpresión pone en problemas hacia el apoyo, no hace falta transmitir cortantes globales mediante flexiones locales.

Se dimensiona la losa superior a flexotracción.

$$Td = U \cdot f_{yd} = 31,42 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 434,8 \text{ MPa} = 1366 \text{ MN/m} = 1366 \text{ kN/m}$$

$$q_d = 1,35(g_1 + g_2) + 1,50(\text{Trafico}) = 1,35(7,5 + 14,40) + 1,50(10,5) = 187,1 \text{ kN/m}^2$$

del lado seguro, cuando actúan las cargas permanentes y el tráfico, la flexión en el caso opuesto de la losa es menor.

$$M_{nd} = \frac{q_d \cdot l^2}{12} = \frac{187 \cdot 0,90^2}{12} = 12,63 \text{ kN·m/m}$$

$$M_{nd} = -1366 \text{ kN/m} \quad \leftarrow \square \rightarrow$$

Dimensionamiento a flexotracción con programa BASE

$$A_s \geq 17,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$
$$A'_s \geq 14,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se cubre con Φ20 a 0,40 + Φ25 a 0,40

$$A_{s,disp} = 20,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ii) Cuando se traccionan las fibras inferiores.

Acciones $g_1 + g_2 +$ tráfico

$q_d = 187 \text{ kN/m}$ (mismo caso anterior)

Momento de empotramiento:

$$M_{nd} = \frac{q_d \cdot l^2}{12} = 12,6225 \text{ kN·m/m}$$

$Cd = U \cdot f_{nd} \rightarrow 31,42 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \cdot 434,8 \text{ MPa} = 4366 \text{ MN/m}$

→ $M_{nd\,min} = 7,00 \text{ kNm/m}$

NOTE BOOK

$\boxed{Cd = 2.066\ MN/m}$

Cortantes globales: Se debe transmitir un cortante de

$Vd = 505\ kN/m$

Reparto proporcional a las inercias: ☒ despreciable

Superior: $I = \frac{1}{12} \cdot 23^3 \cdot 1.0 = 0.00225\ m^4/m$ ← 3% ✓

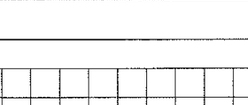
Inferior: $I = \frac{1}{12} \cdot 095^3 \cdot 1.0 = 0.07145\ m^4/m$ ← 97%

dimensionamiento tabla superior

$Vud = 12,63\ kN.m/m$
$Vd = 2066\ kN/m$
$\Big\}$ $As \geq 0.00\ cm^2$

dimensionamiento tabla inferior

$Vud = \frac{qd \cdot l}{2}$



$Vud = \frac{505\ kN/m \cdot 0.90m}{2} = 227,25\ kN.m/m$

$Vd = Td = V = A_s \cdot f_{yd} = 1366\ MN/m$ ←▯→

dimensionamiento en fisuración con programa BASE.

$Vud = 227,25\ kN.m/m$
$Vd = -1366\ kN/m$
$h = 0,95m;\ r = 0,07m;\ b = 1,0$
$\Big\}$ $As \geq 22,17\ cm^2/m$
$As' \geq 9,25\ cm^2/m$

Si cubro con $\phi 25$ a 0,20 ($24,54\ cm^2/m$)

NOTE BOOK

CORTANTES LOCALES.

- Tabla superior (caso en forma superior trasversales)

$Vd = \frac{qd \cdot l}{2} = \frac{187,07 \cdot 0.90}{2} = 84,465\ kN/m$

$Vd = -1366\ kN/m$ ←▯→

OJO: El axil en tracción hace que el cortante pueda soportarse sin armadura (No hay contribución del hormigón). ✓ todo

$Vsu = z \cdot fyd \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \sin\alpha$

$\alpha = 90° \rightarrow \sin\alpha = 1,00$ $\quad z = 0,9d = 0,9 \cdot 0,23 = 0,207$

$\cot g\alpha = 0,00$

$\theta = 45 \rightarrow \cot g\theta = 1,00$

despejando $As \geq \frac{Vd}{z \cdot fyd \cdot} = \frac{0,0845}{0,207 \cdot 400} = 10,21\ cm^2/m/m$

Si cubro con planos a 0,30 m ganchos $\phi 10$ a 0,60 ($As = 13,08\ cm^2/m/m$)

- Tabla Superior (caso en forma superior comprimida)

$Vd = 84,465\ kN/m$
$Vud = 2066\ kN/m$
$\Big\}$ $As \geq 0,00$ no hace falta armadura cortante

NOTE BOOK

iii) Tabla inferior

$h = 0{,}95$; $l = 0{,}90$ ← Funciona como viga de gran canto

$l/h < 2{,}0$ → las bielas de compresión pasan directamente a los apoyos — No hace falta armadura de cortante

Cf: cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

Tabla superior: $h = 0{,}30$m

$$A_s \geq 0{,}04 \cdot 0{,}30 \cdot \frac{25/1{,}5}{434{,}8} = 4{,}60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Queda cubierto

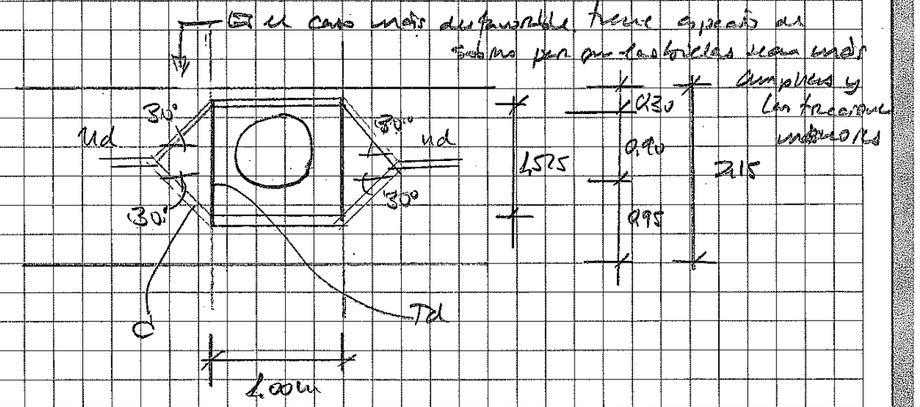
Tabla inferior: $h = 0{,}95$m

$$A_s \geq 0{,}04 \cdot 0{,}95 \cdot \frac{25/1{,}5}{434{,}80} = 14{,}59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Queda cubierto.

COMPORTAMIENTO FRENTE A AXIL

En el caso más desfavorable tiene apoyos de tablero por pre-losas lleva unas ampliaciones y las fuerzas entran



$N_d = 1050 \text{ KN/m} \cdot 1{,}50 = 1575 \text{ KN/m}$

$C \cdot \cos 30° = 1575 \text{ KN/m} \rightarrow C = \frac{1575}{\cos 30°} = 1818{,}65 \text{ KN/m}$

$T_d = C \cdot \operatorname{sen} 30° = 909{,}33 \text{ KN/m} = 0{,}91 \text{ MN/m}$

$$A_s \geq \frac{0{,}91 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 22{,}73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

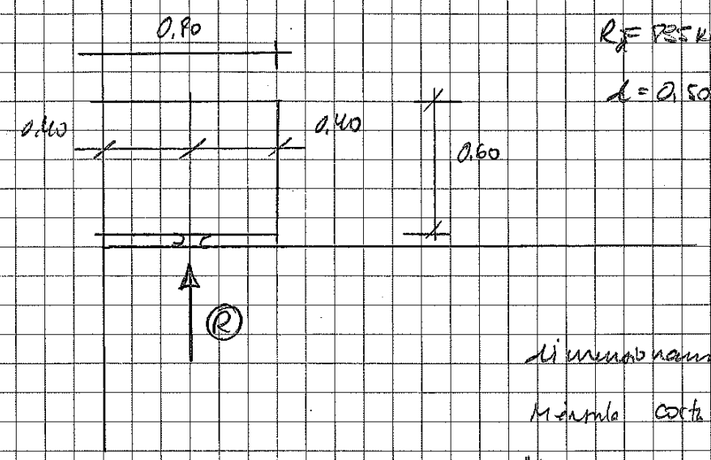
Se dispone en el mismo plano que la armadura de envolvente

$A_{s,total} = 12{,}63 + 22{,}73 = 35{,}36 \text{ cm}^2/\text{m}$

6 ramas Φ20 a 0,60 — $A_s = 31{,}42 \text{ cm}^2/\text{m}$

1 en cálculo se contabiliza en dos por bordes

APOYO EN MENSULAS CORTAS



R_d = 835 kN/m

d = 0.50 m

Dimensionamiento comoMénsula corta. Método ACI "Hormigón Armado" P. Jiménez Montoya et al.

a) Armadura de flexión

R_d = 835 kN/m

M_d = 384 kN·m/m

e = 0.40 m

dimensionamiento con $0.80d = 0.80 \times 0.50\,m = 0.40\,m = z$

$\rightarrow U = C = \frac{M_d}{z} = \frac{0,384\ MN \cdot m/m}{0.40\,m} = 0.835\ MN/m$

$A_1 = \frac{U}{f_{yd}} = \frac{0,835\ MN/m}{400\ MPa} = 20,875\ cm^2/m$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_2 \geq \frac{0.04 \cdot 0.60 \cdot 25/1.5}{400\ MPa} = 10\ cm^2$

↳ Si cubre sobradamente

b) Armadura mínima por cortante

$A_0 = \frac{F_{rd}}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{0.835\ MN}{1.00 \cdot 400\ MPa} = 20,875\ cm^2/m$

↳ Junta rugosa obtenida hormigón ya endurecido

b1) Limitación de tensión rasante máxima

$\tau_d = \frac{F_{rd}}{b \cdot d} \leq 0.25 f_{cd} = 4,17\ MPa \quad (< 5.0\ MPa)$

$\tau_d = \frac{0.835}{1.0 \cdot 0.50} = 1.67\ MN/m^2 = 1,67\ MPa$

b2) Armadura mínima por esfuerzo horizontal

$A_h = 0.00\ cm^2/m$

$\Rightarrow A_n = A_0 + A_h = 20,875\ cm^2/m$

$A_b = A_{1.5 \cdot 1} + A_h = 1.50 \cdot 20,875 = 31,31\ cm^2/m$

como $A_b > A_n$

armadura principal $A_1 = A_{1.5 \cdot 1} + A_h = 20,875\ cm^2/m$

armadura secundaria $A_2 = \frac{1}{2} A_1 = 10,4375\ cm^2/m$

$A_{total} = A_1 + A_2 = 31,3125\ cm^2/m$

↳ Se dispone todo punta en un único taladro.

Se cubre con $\phi 25 \; c/0,15$ ($32,79\ cm^2/m$)

Cuelgue en la reacción:

r_d = 0,835 MN/m

$A_s \geq \frac{r_d}{f_{yd}} = \frac{0,835\ MN/m}{400\ MPa} = 20,875\ cm^2/m$

1

2 ramas $\phi 20$ a 0,30

$A_{s,disp} = 20,947\ cm^2/m$

Obs: Longitudes de solapo:

1) $\phi 20$ en posición I $\quad l_{b\phi 20,I} = 15 \cdot 2,0^2 = 60\ cm$

$l_s = 1,2\ l_b = 72\ cm$

en posición II $\quad l_{b,\phi 20,II} = 1,40 \cdot 15 \cdot 2,0^2 = 84\ cm$

$l_s = 168\ cm$

1) $\phi 25$ en posición I $\quad l_b = 15 \cdot 2,5^2 = 93,75\ cm$

$l_s = 187,5\ cm$

$\phi 25$ en posición II $\quad l_b = 1,40 \cdot 15 \cdot 2,5^2 = 131,25\ cm$

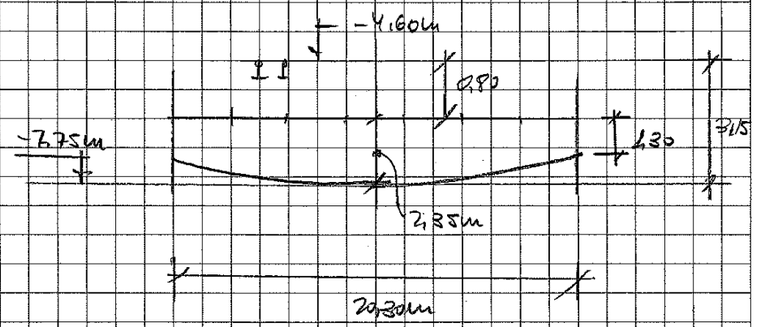
$l_s = 262,5\ cm$

NOTE BOOK

1) Tramo 706+470 a 706+500

- L_{max} = 20,30m
- Profundidad: $z_{cauix} = -4,595 \simeq -4,60m$

Geometría:



Máxima profundidad: z = -3,75m

Altura de apoyo sobre la contrabóveda con NF a la cota z = +2,0m

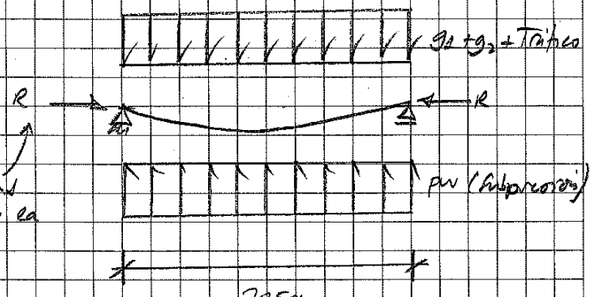
h = -9,75m

Se calcula con una L_{max} de 20,50m

ACCIONES:

- g_1: Peso propio
- Subpresión: pw
- Reacción en apoyo de las pantallas en la cara de fondo
- cargas permanentes
- Tráfico ferroviario

Esquema estático:



Modelo SAP: LOSAFR.S08 (En contrabóveda III)

NOTE BOOK

Cam Tunnel 28-nov-05

Simulación en contacto losa-terreno.

Coeficiente de balasto: $k_b = 2000\ T/m^3 = 20000\ kN/m^3$

$K_M = k_b \cdot A = 20000\ kN/m^3 \times 0{,}25m^2 = 5000\ kN/m/m$

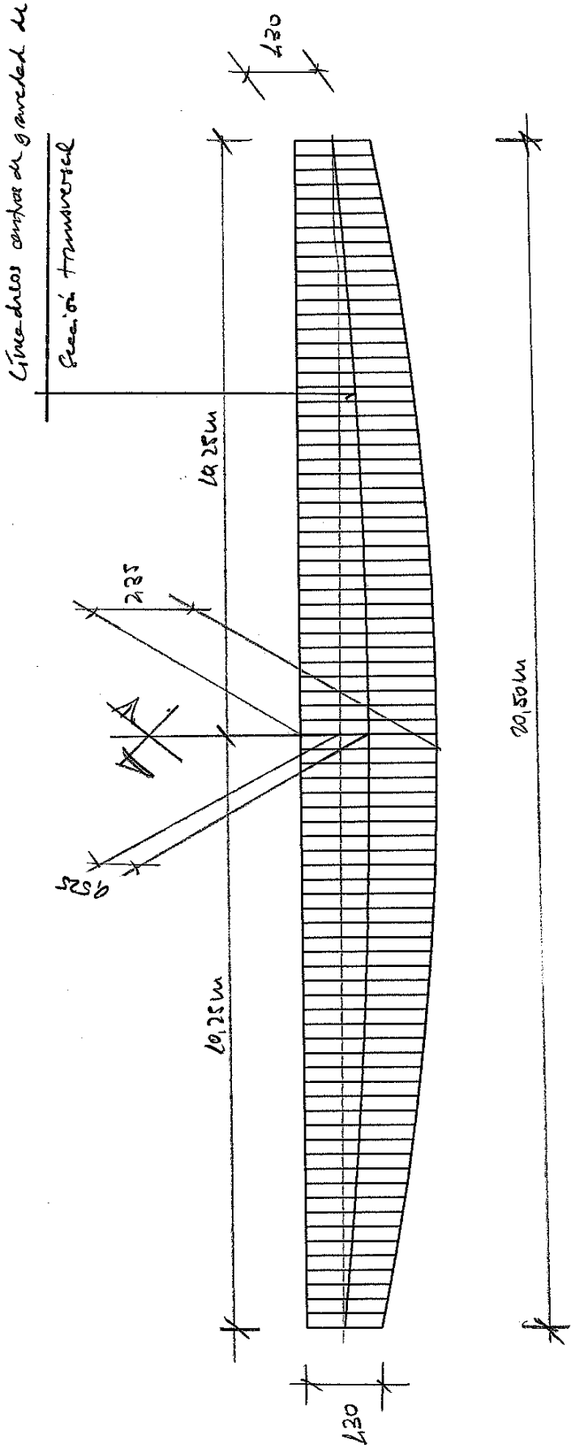
↑ discretización de una rebanada de 1,0m de longitud cada 0,25m

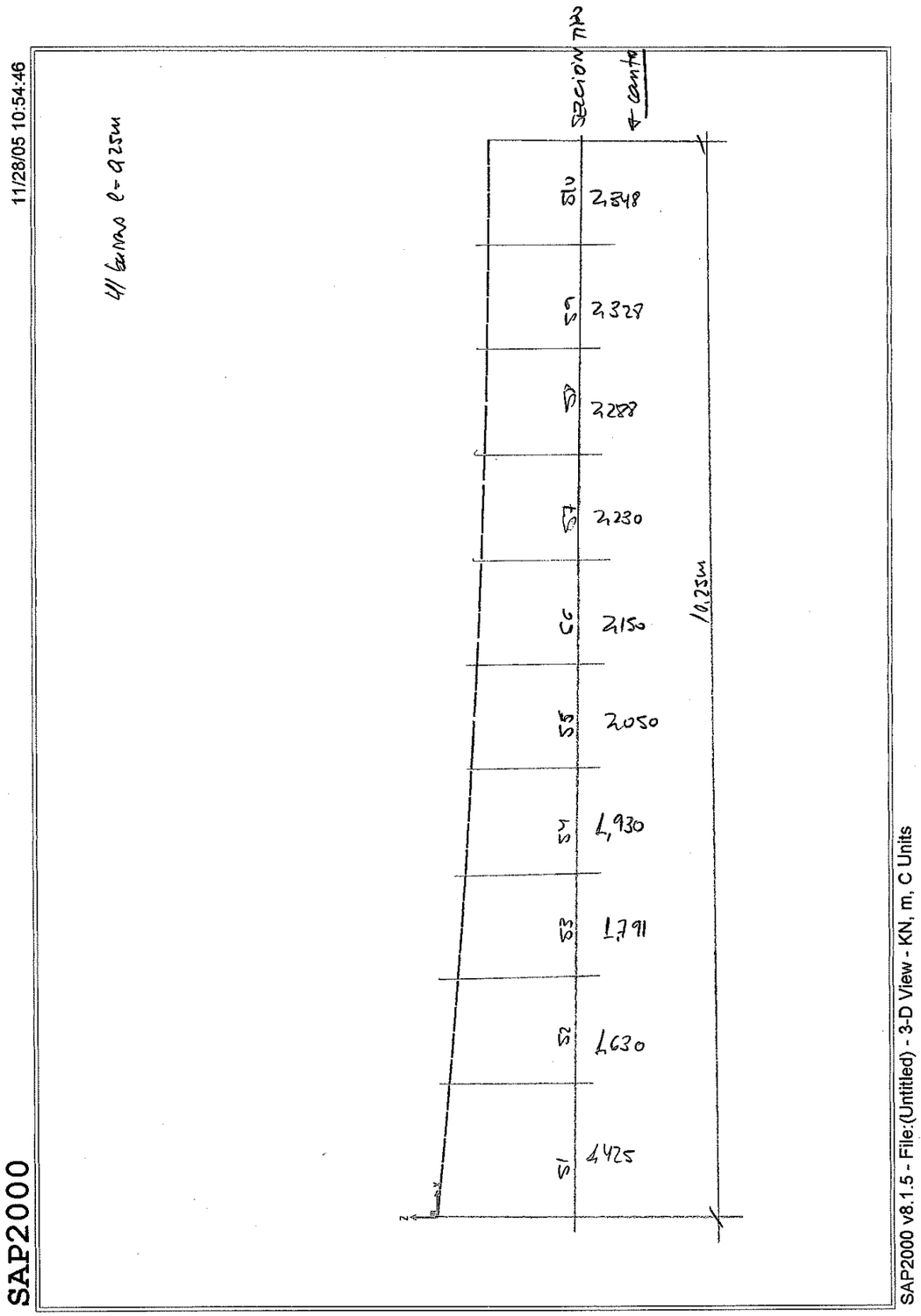
$A = 1{,}00 \times 0{,}25m = 0{,}25m^2$

$K_M = 5000\ kN/m/m$

Tramo II
Galería
(28-nov-05)

Cimentación contra el muro de la sección transversal





(4)

Con Tunis 28-nov-05

ACCIONES Y CONTROL DE REACCIONES

- Peso propio: Generado automáticamente

$V = 22,515 m^3/m$

$g_L = 512,875 KN/m$ $R_{SAP} = 513,93$ $(E = 0,205\%)$ (SAP)

- Cargas Permanentes

$e = 0,80m$ de balasto $\gamma_{balasto} = 18 KN/m^3$

$g_2 = 14,4 KN/m^2$

$R_{g_2} = 14,4 \times \frac{20,50m}{2} = 147,6 KN/m$ $R_{SAP} = 147,6 KN/m$ (SAP)

- Reacción de apoyo más puntillas en la cota

$r_{min} = 700 KN/m$ | Valor característico

$r_{max} = 1050 KN/m$ |

- Subpresión

$h = 9,75m$

$p_w = 97,5 KN/m^2$

$R_{pw} = 97,5 * \frac{20,5m}{2} = 999,375 KN/m$ $R_{SAP} = 999,375 KN/m$

(SAP)

- Tráfico (Ver Anexo I)

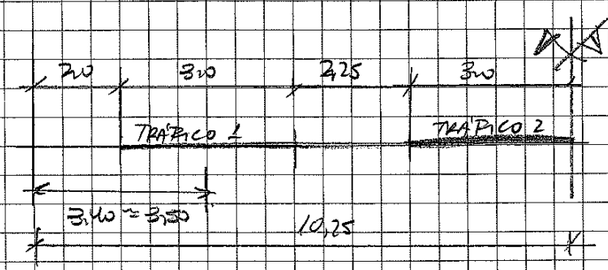
$q = 105,4 KN/m^2$

Se aplica en 3,00m de anchura

Control de reacciones

$R = 105,4 * 3,00 = 316,2 KN/m$

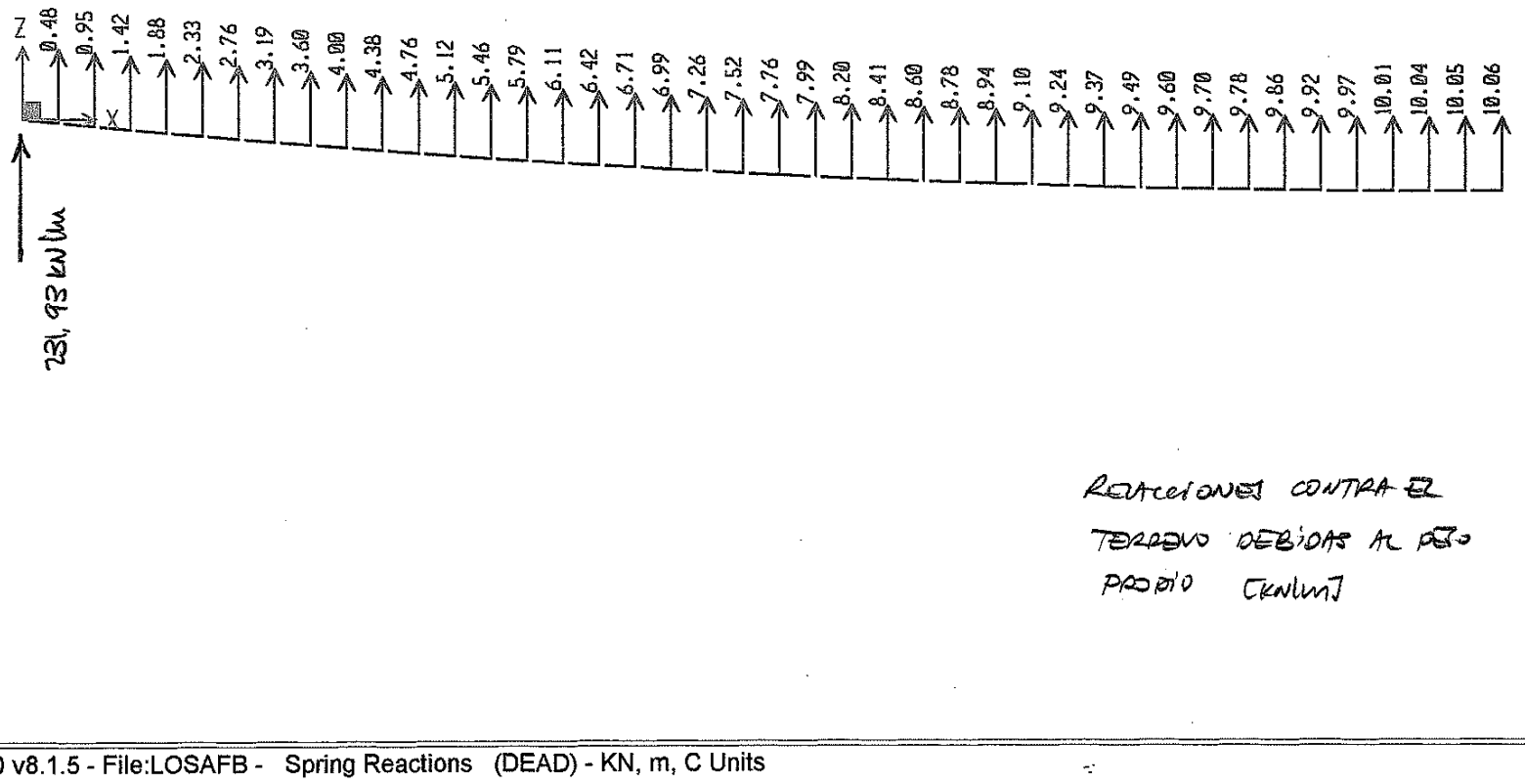
$R_{SAP} = 316,2 KN/m$ (SAP)



(5)

NOTE BOOK

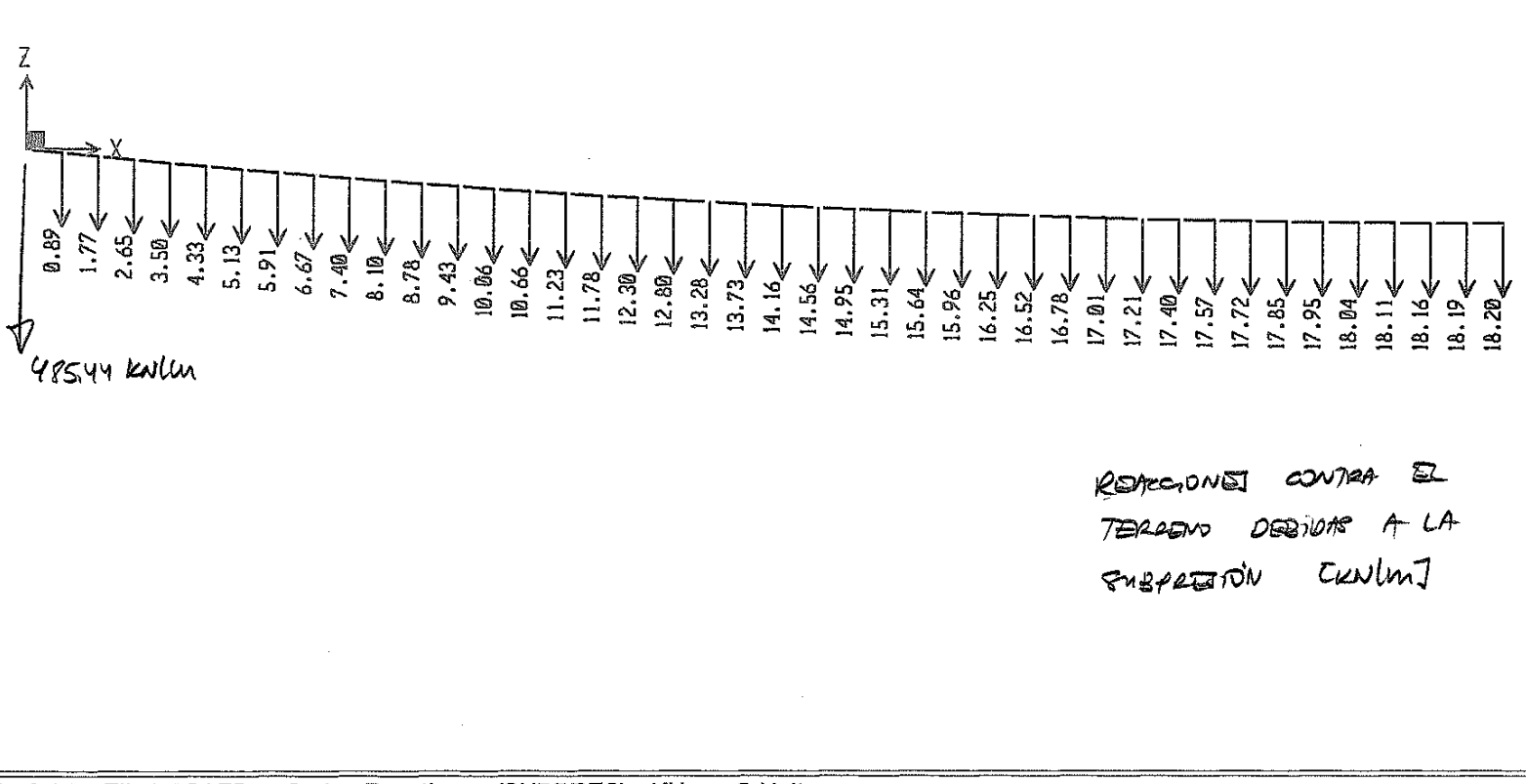
SAP2000 11/28/05 16:23:36



REACCIONES CONTRA EL TERRENO DEBIDAS AL PESO PROPIO [kN/m]

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

SAP2000 11/28/05 16:23:47



REACCIONES CONTRA EL TERRENO DEBIDAS A LA SUBPRESIÓN [kN/m]

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

Can Tunis 28-nov-05

DIMENSIONAMIENTO

Hipótesis:

a) Máximo momento flector negativo

b) Máximo momento flector positivo

a) Máximo flector negativo

Acciones: - peso propio

- Sobrecarga.

Determinación del esquema estático

Buscando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que éste está totalmente fraccionado (Ver levantamiento)

Archivo SAP. LOSAFBII.SDB

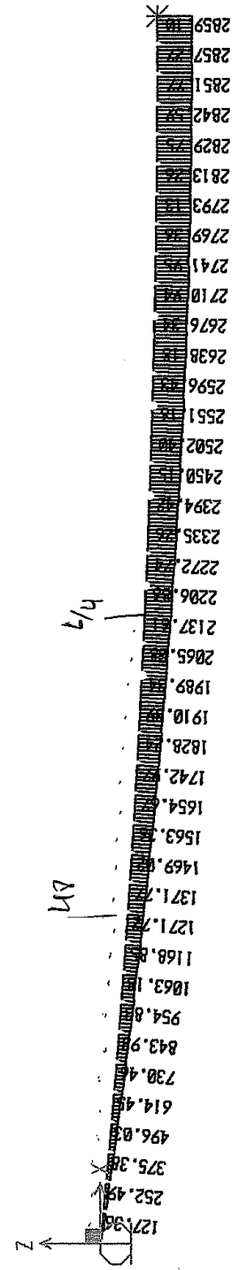
NOTE BOOK

8

11/28/05 16:27:17

SAP2000

Momentos flectores debidos a
peso propio
Valores característicos (Com.in\m)

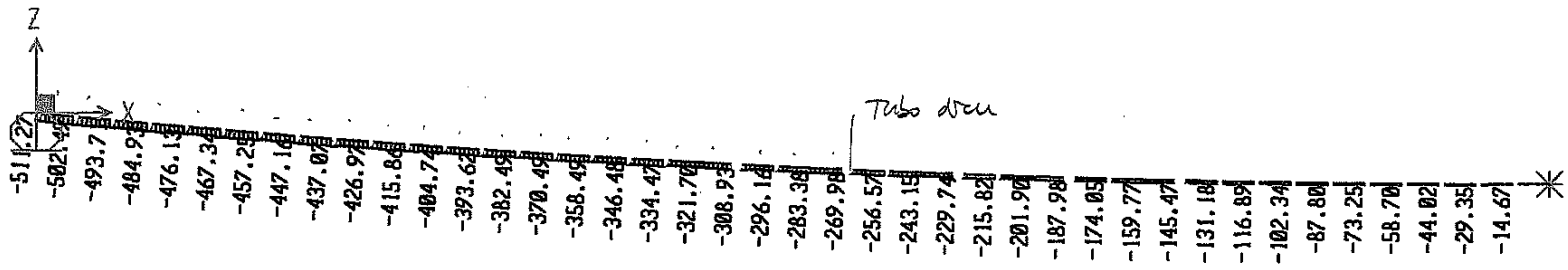


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFBII - Moment 3-3 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

9

SAP2000 11/28/05 16:27:28

cortantes debidos a peso propio
Valores característicos
[kN/m]

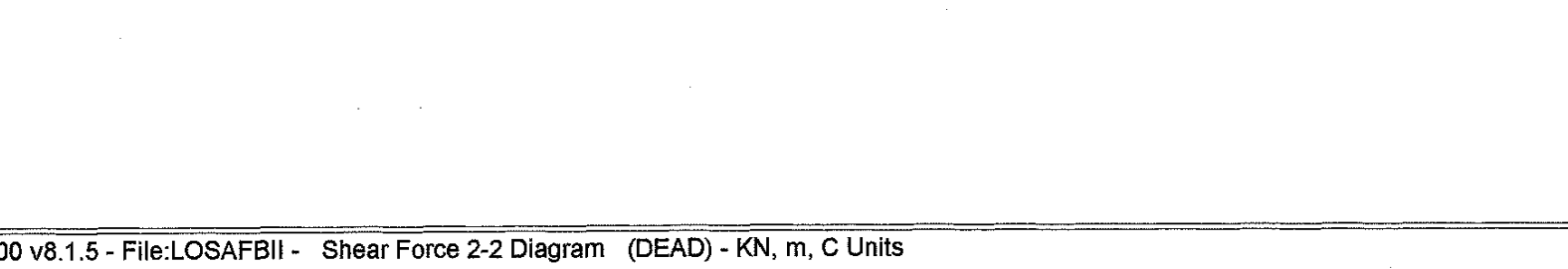


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFBII - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

(a)

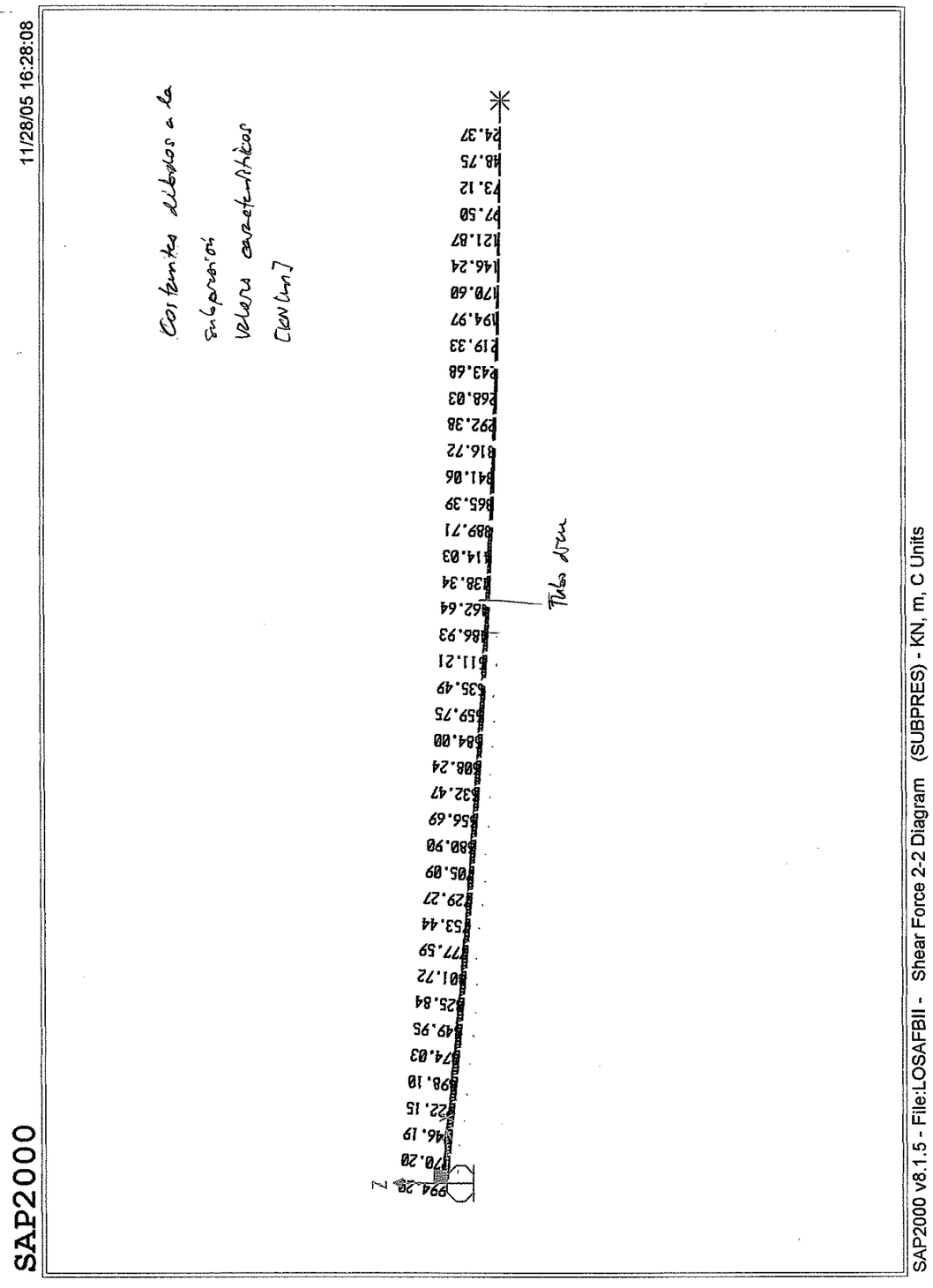
SAP2000 11/28/05 16:28:02

Momentos debidos a la subpresión
Valores característicos
[kN·m/m]



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

(b)



(12)

Can Tunis 28-nov-05

Si tenim en compte el axil (mínima) pero no el pequeño incremento (tracccionando les fibres inferiors) que provoca i del lado segura.

COMBINACIÓN 1: 1,00 g_k + 1,50 q_k

$N_{d,mín}$ = 700 kN/m

FLEXIÓN:

- E: M_d = 1,00 · 2859,10 + 1,50 · (−5121,8) = −4823,6 kN·m/m

h = 2,35 m

r = 0,10 m

$A_s \geq$ 44,97 cm²/m

1 0 Φ 25 p/m

A_s = 49,09 cm²/m

(Falla dúctil)

N_d = 700 kN/m

Axil reducido $\nu = \frac{700 \text{ kN/m}}{(2,35 \text{ m} \cdot 25/1,50)} = 0,852$ (sección inferior)

no aumento del axil es favorable

- L/4: M_d = 1,00 2137,61 + 1,50 (−3903,05) = −3716,97 kN·m/m

h = 2,075 m

r = 0,10 m

$A_s \geq$ 38,68 cm²/m

N_d = 700 kN/m

- L/8: M_d = 1,00 1271,72 + 1,50 (−2379,61) = −2270,7 kN·m/m

h = 1,75 m

r = 0,10 m

$A_s \geq$ 26,04 cm²/m

N_d = 700 kN/m

Usarem Φ25 de lado a lado de la sección

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración: $A_s \geq 0,04 \cdot 2,35 \cdot \frac{25/1,50}{434,8} = 36,03 \text{ cm}^2/\text{m}$

Queda entonces

(13)

NOTE BOOK

CORTANTES: (dimensionamiento con pilas aisladas)

- Apoyo. $v_d = 1,00 \cdot 511,3 + 1,50(-995) = -981,2$ kN/m

$A_s = 24,545$ cm²/m (cuatro ramas) $v_d = 700$ kN/m

$h = 1,30$ m

$A_s \geq 12,723$ cm²/m/m

$A_{s,min} = 0,02 \cdot b_0 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 1,0 \frac{25/1,5}{400} = 8,333$ cm²/m

Se disponen pianos a 0,30 de 2 ganchos $\phi 16$ a 0,60

$A_{s,disp} = 12,567$ cm²/m

$\varepsilon_c = 1,73‰$. Tomando el cortante a 1 canto útil. (según funciona)

DESVIACIÓN DE EMPUJES EN VACÍO.

Equilibrio: $C_{max} = H = N = 49,09$ cm²/m $\cdot 434,8$ MPa $+ 1,50 \cdot 1,050$ MN

$C_{max} = 3,709$ MN/m $= 3709$ kN/m

$R = 50$ m

Fuerza de desviación necesaria:

$$f = \frac{3709 \text{ kN/m}}{50 \text{ m}} = 0,074 \text{ MN/m}^2$$

$$A_s \geq \frac{0,074 \text{ MN/m}^2}{400 \text{ MPa}} = 1,855 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$ ← Sale muy bajo y sólo es necesario en las secciones de máximo flector (= mínimo cortante)

↓

El cortante con la armadura dispuesta

NOTE BOOK

ARMADO TRANSVERSAL

- Momentos flectores transversales por efecto Poisson.

. ϕ: $m_{d\perp} = 0,20 \cdot 48,25 = 9,65$ kN·m/m

$h = 2,35$ m, $r = 0,10$ m → $A_s \geq 9,98$ cm²/m

. $\downarrow\downarrow$ $m_{d\perp} = 0,20 \cdot 37,20 = 7,44$ kN·m/m

$h = 2,075$ m, $r = 0,10$ m → $A_s \geq 8,83$ cm²/m

. $\downarrow\downarrow_p$ $m_{d\perp} = 0,20 \cdot 28,00 = 4,60$ kN·m/m

$h = 1,75$ m, $r = 0,10$ m → $A_s \geq 6,48$ cm²/m

- Cuantía geométrica mínima (1,8‰)

(20,95 cm²/m)

- $h = 2,35$ m — $A_s \geq 20,70$ cm²/m en cada cara ← 2ϕ20 a 0,30

- $h = 2,075$ m — $A_s \geq 19,675$ cm²/m en cada cara ← 2ϕ20 a 0,30

- $h = 1,75$ m — $A_s \geq 15,75$ cm²/m en cada cara ← ϕ25 a 0,30

Se disponen 2ϕ20 a 0,30 en toda la anchura

- Cortante:

* Confinamiento del hormigón

$h = 2,30$ m — $V_{u1} = 6,0$ MN/m $= 6000$ kN/m

$v_d = 985$ kN/m $< \frac{1}{2} V_{u1} = 1200$ kN/m

— $s_t \leq 0,80d \neq 300$ m — $s_t \leq 300$ mm (OK!)

* Control fisuración: $A_s = 49,09$ cm²/m

$V_{a1} = 367$ kN/m $v_d - 3V_{a1} < 0$ — $s_t \leq 300$ mm (OK!)

NOTE BOOK

Cam Tunis 28-NOV-05

b) Máximo flector positivo

Acciones: - Peso propio
- Cargas permanentes
- Reacción máxima de las puntales sobre la losa
- Tráfico permanente

obs: Se considera que cuando hay tráfico actúa como mínimo, el 50% de la sobrecarga máxima.

Determinación del esquema estático

Tomando las reacciones contra el techo en las hipótesis anteriores resulta que este está totalmente comprimido (no hay levantamiento)

Archivo SAP. LOSAFB-SOB

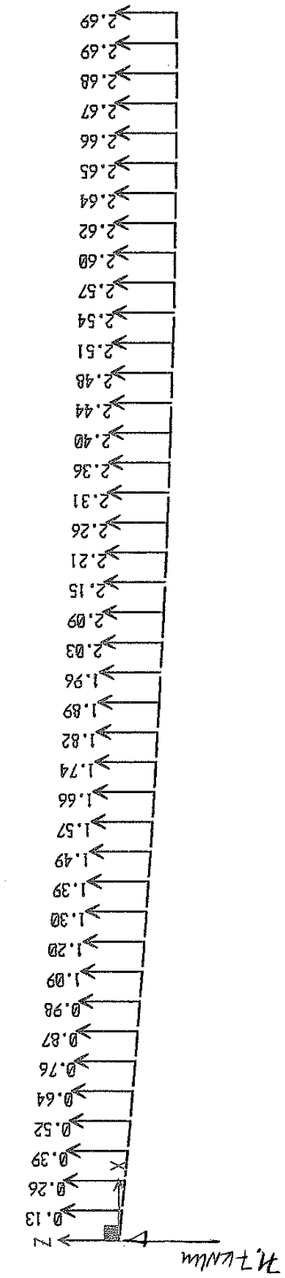
COMBINACIÓN: 1,35 g_1 + 1,35 g_2 + 1,50 Rpunt + 1,50 Tráfico + + 1,00 ($\frac{1}{2}$ pv)

↑ Sobrecarga

NOTE BOOK

11/28/05 17:15:57

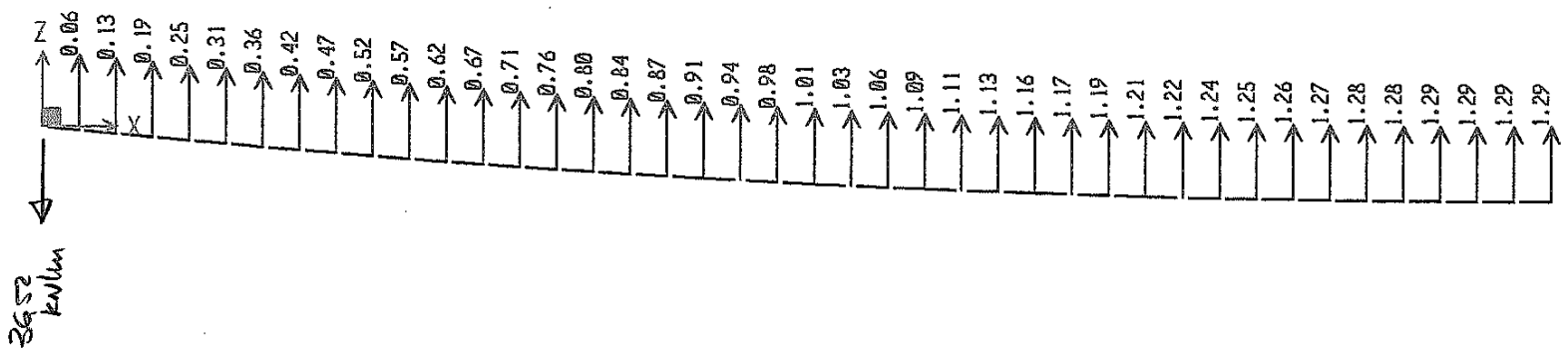
Reacciones contra el techo debidas a las cargas permanentes. [kN/m]



SAP2000

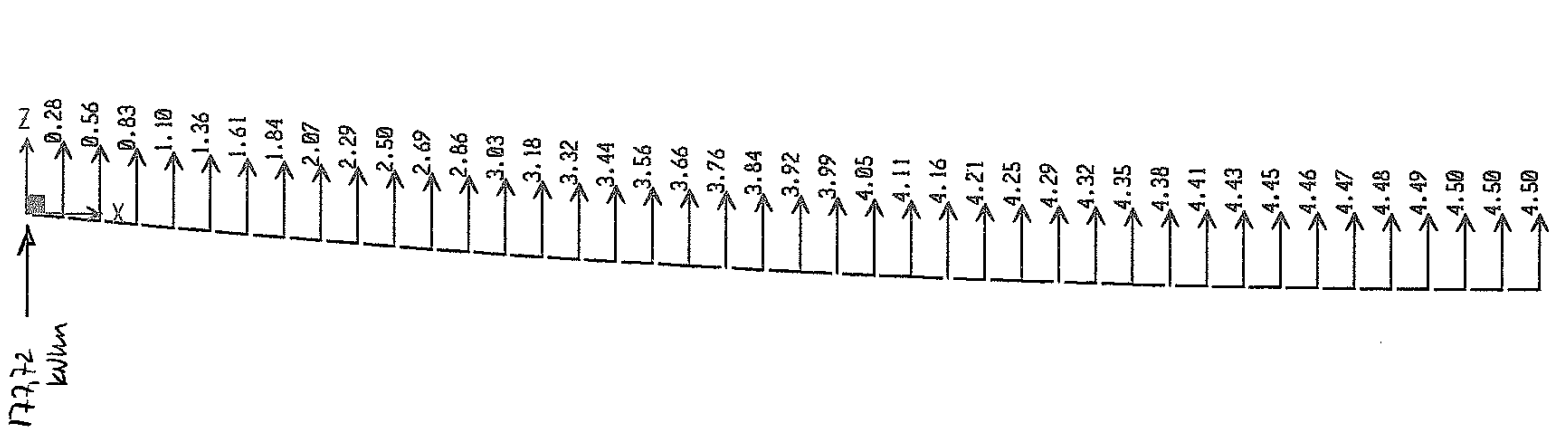
SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFB - Spring Reactions (G2) - KN, m, C Units

Reacciones contra el terreno debidas a la reacción máxima de apoyo de las pantallas sobre la contrabóveda [kN/m]



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

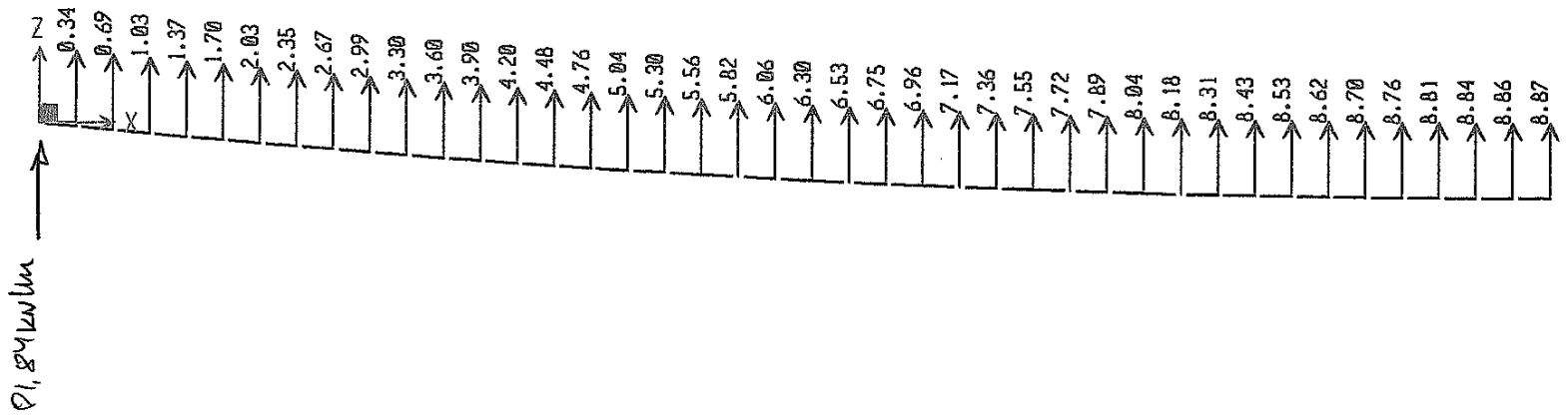
Reacción máxima contra el terreno debida a la acción del tráfico en posición I



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFB - Spring Reactions (TRAFICO1) - KN, m, C Units

SAP2000 11/28/05 17:16:40

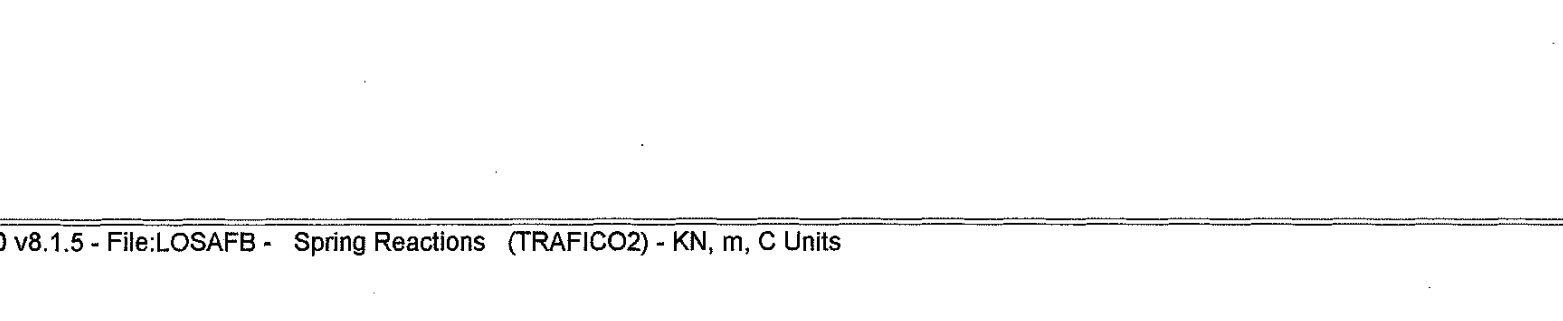
Reacción máxima contra el terreno debida a la acción del tráfico en posición II



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFB - Spring Reactions (TRAFICO2) - KN, m, C Units

SAP2000 11/28/05 17:25:17

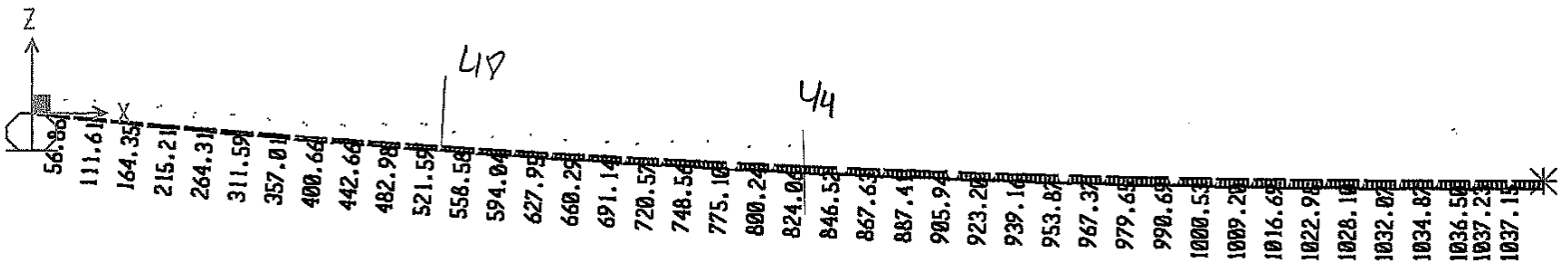
Reacciones contra el terreno debidas a la subpresión.
Sólo se debe considerar la mitad (Sólo se considera el 50% de la subpresión)



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

SAP2000 11/28/05 17:23:43

Momentos flectores debidos a
peso propio
Valores característicos
[kN.m/m]

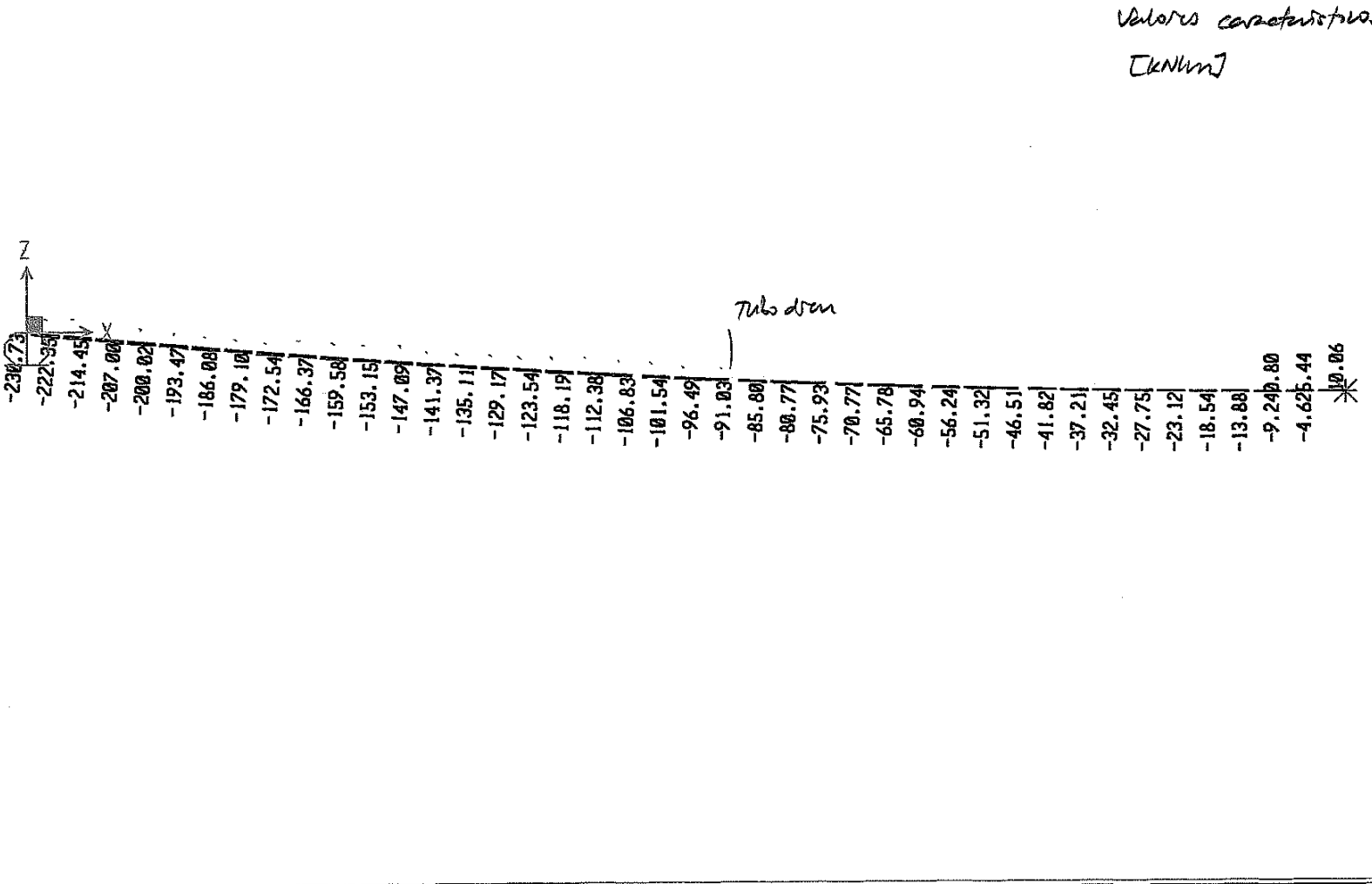


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFB - Moment 3-3 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

(22)

SAP2000 11/28/05 17:23:50

Cortantes debidos a
peso propio
Valores característicos
[kN/m]

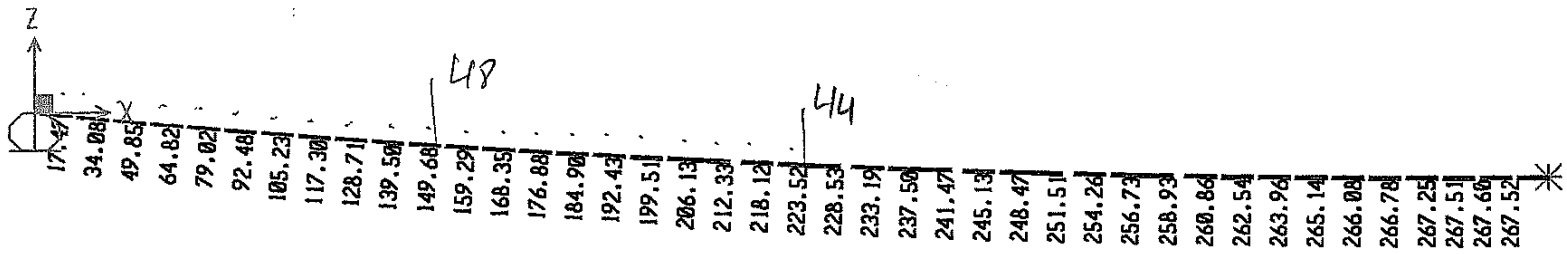


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFB - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

(23)

SAP2000 11/28/05 17:23:56

Momentos flectores debidos a cargas permanentes Valores característicos [KN·m/m]



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFB - Moment 3-3 Diagram (G2) - KN, m, C Units

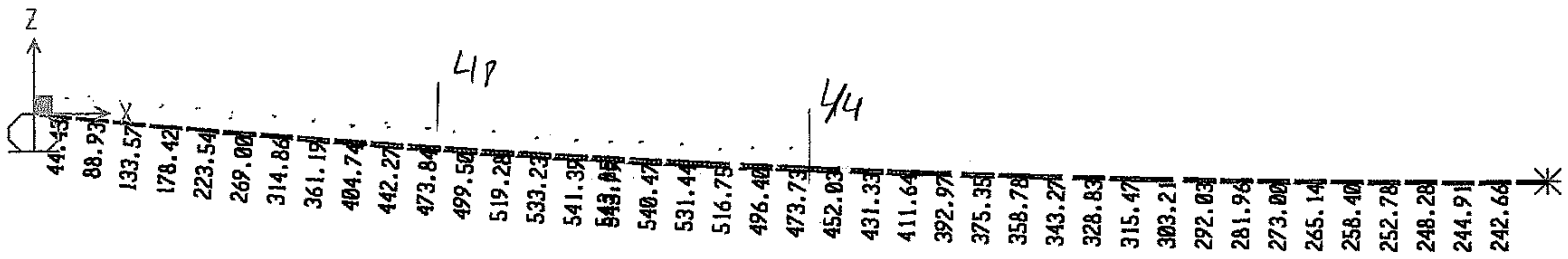
SAP2000 11/28/05 17:24:04

Cortantes debidas a cargas permanentes Valores característicos [KN/m]

SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFB - Shear Force 2-2 Diagram (G2) - KN, m, C Units

SAP2000 11/28/05 17:24:19

Momentos flectores debidos al tráfico en posición I
Valores característicos
[kem-m/m]

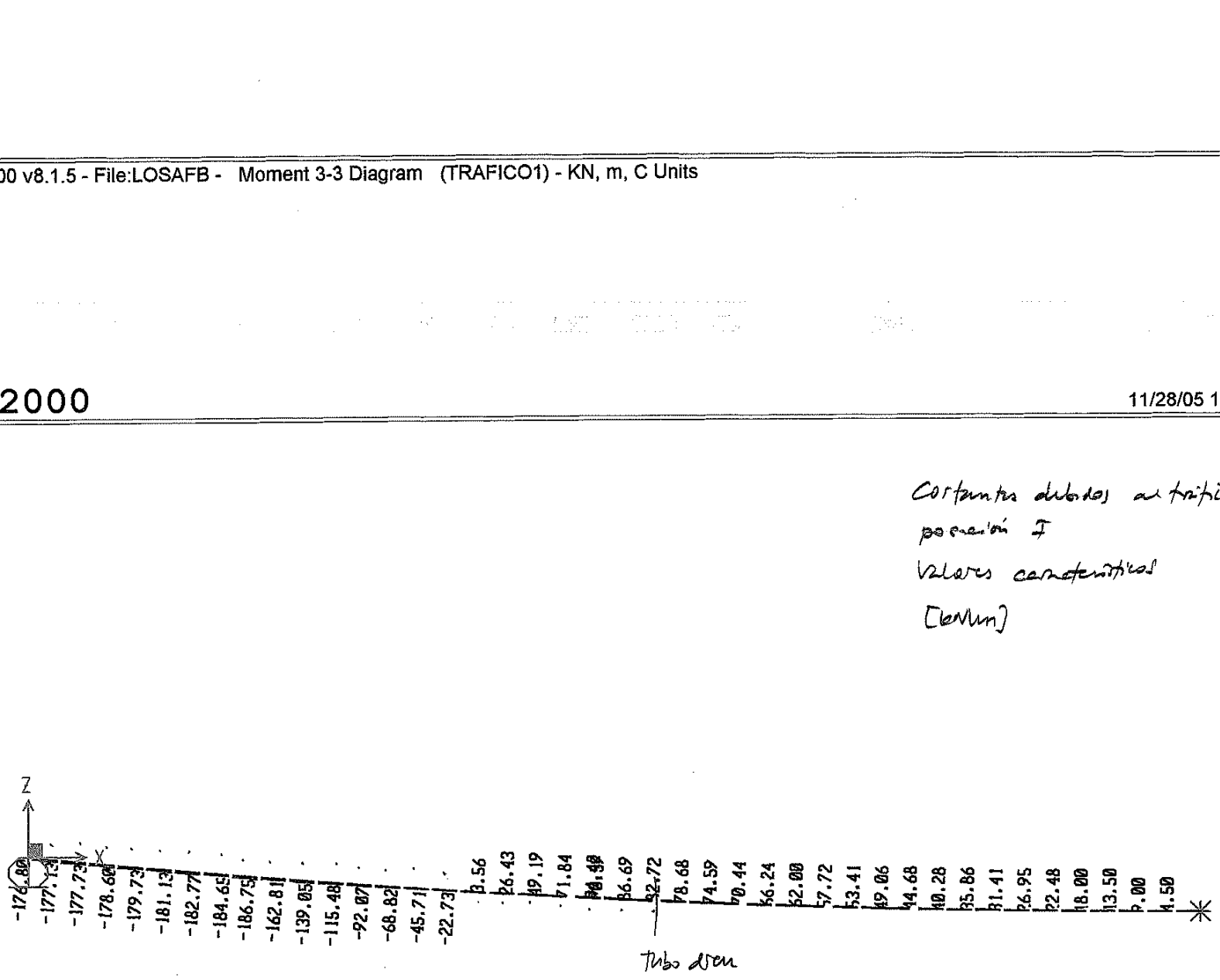


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFB - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO1) - KN, m, C Units

(5)

SAP2000 11/28/05 17:24:28

Cortantes debidos al tráfico en posición I
Valores característicos
[kem/m]

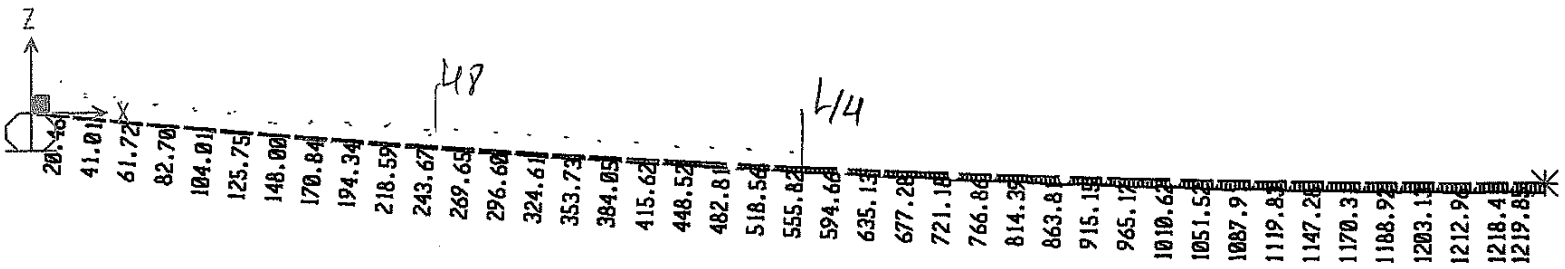


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFB - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO1) - KN, m, C Units

(4)

SAP2000 11/28/05 17:24:37

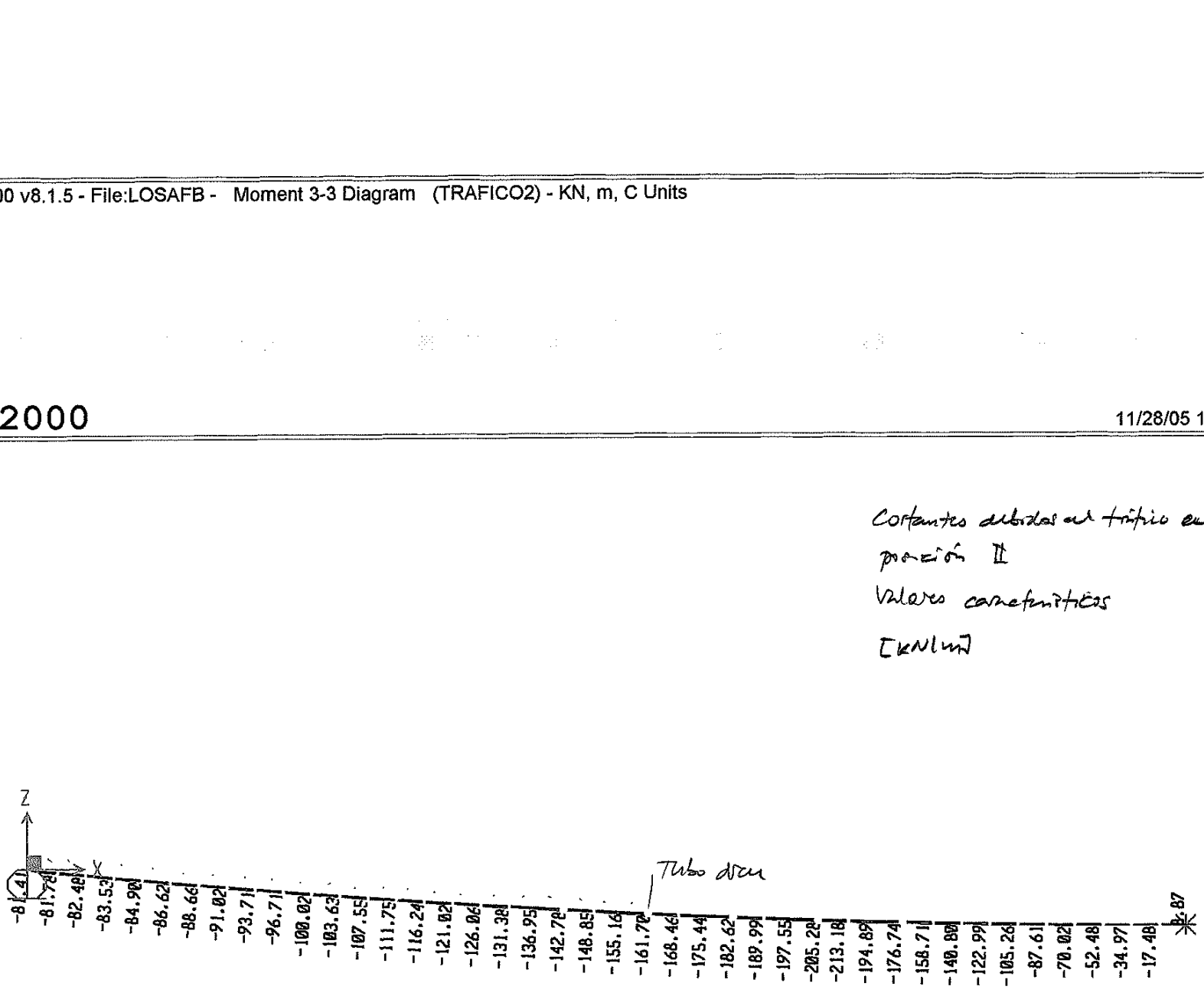
Momentos flectores debidos al tráfico en posición II
Valores característicos
[KN·m/m]



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFB - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO2) - KN, m, C Units

SAP2000 11/28/05 17:24:44

Cortantes debidos al tráfico en posición II
Valores característicos
[KN/m]

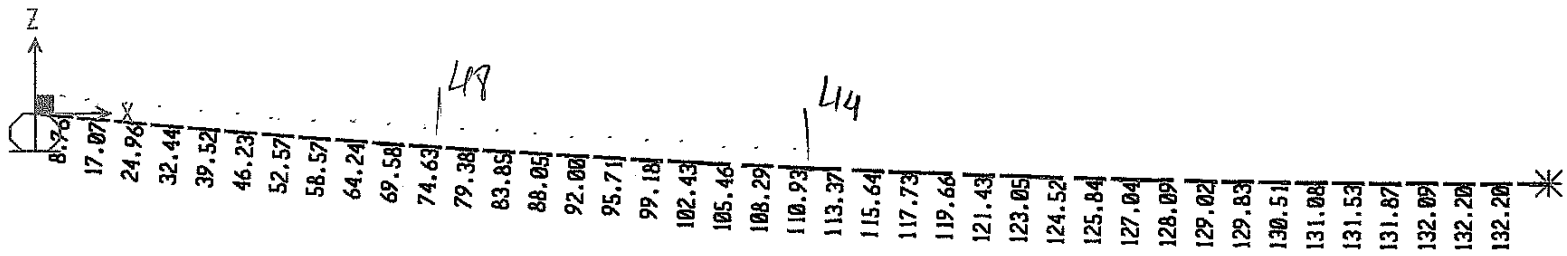


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFB - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO2) - KN, m, C Units

SAP2000 11/28/05 17:24:52

Momentos flectores debidos al apoyo de la pantalla sobre la losa de fondo

Valores característicos [KN.m/m]



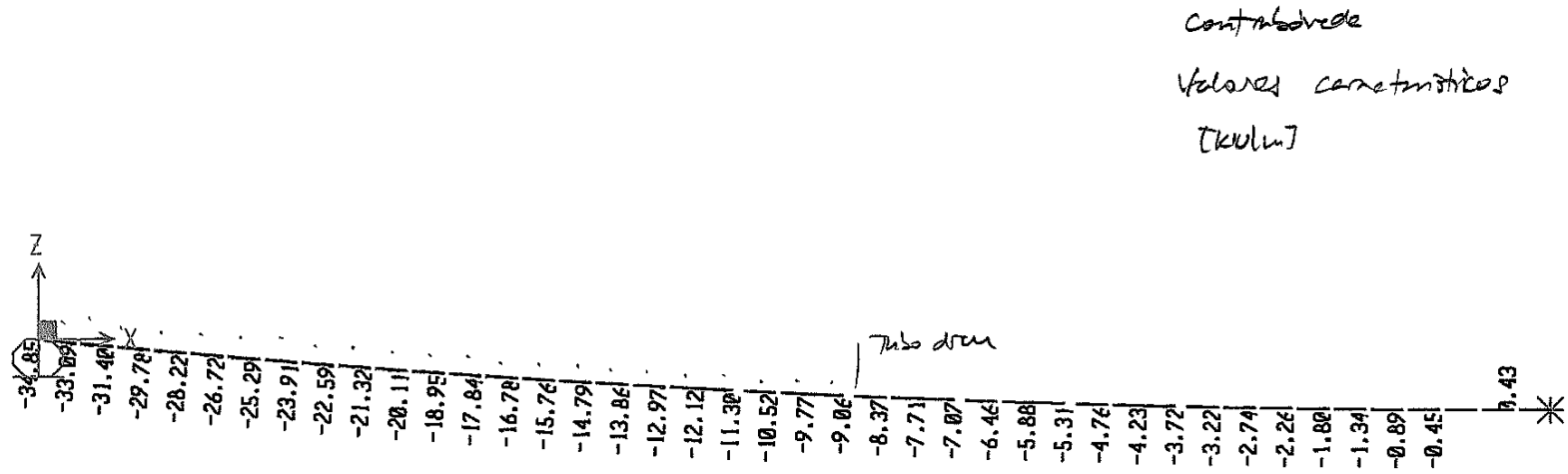
SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFB - Moment 3-3 Diagram (REACMAX) - KN, m, C Units

(20)

SAP2000 11/28/05 17:25:00

Cortantes debidos al apoyo de las pantallas sobre la contrabóveda

Valores característicos [KN/m]

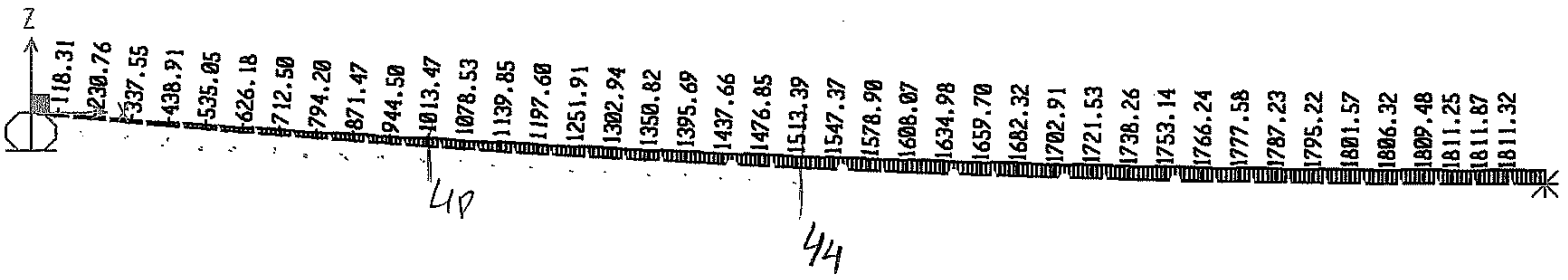


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFB - Shear Force 2-2 Diagram (REACMAX) - KN, m, C Units

(21)

Momentos flectores debidos a la acción de la subpresión
Valores característicos
[KN.m/m]

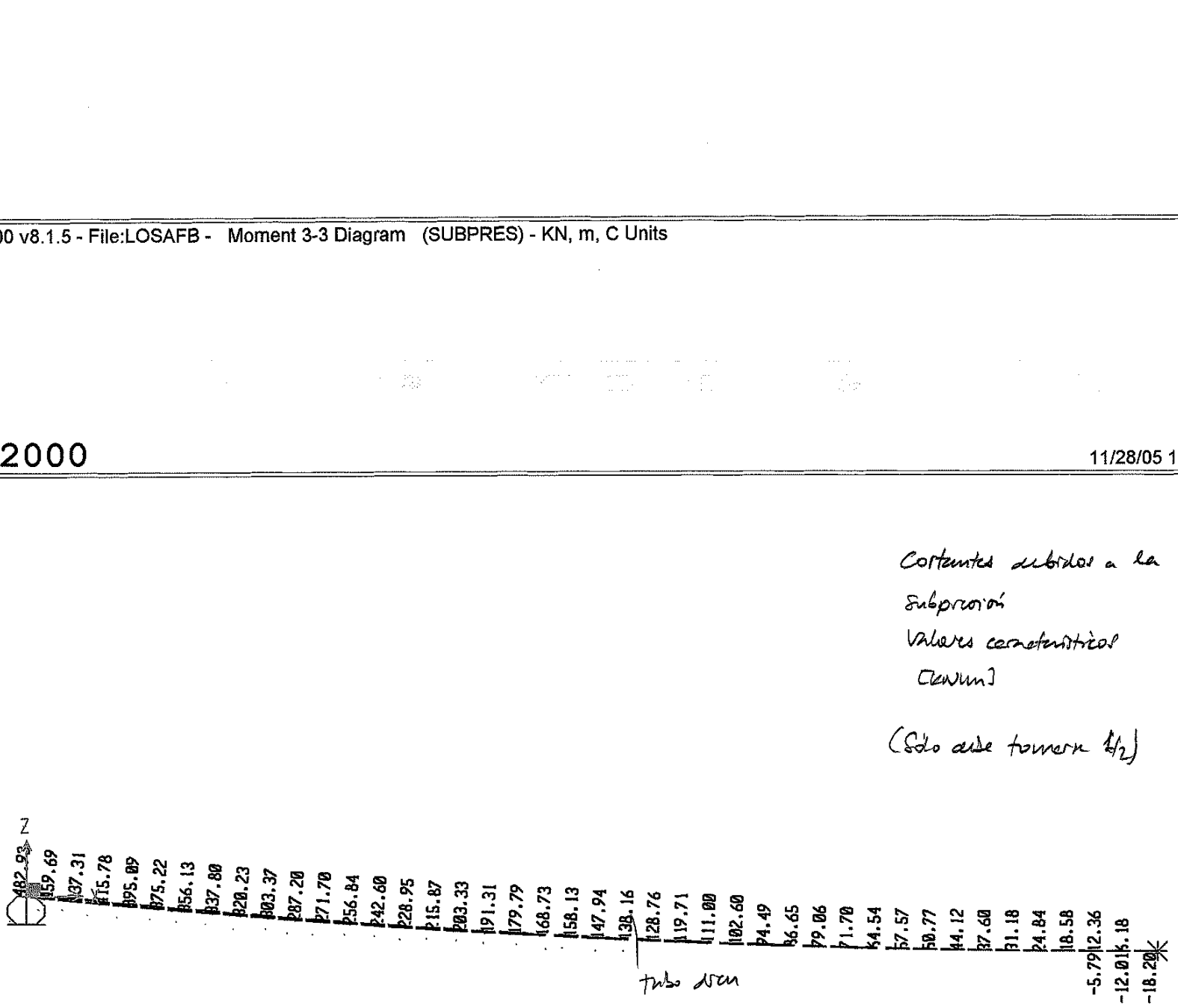
(Sólo debe tomarse 1/2)



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

Cortantes debidos a la subpresión
Valores característicos
[KN/m]

(Sólo debe tomarse 1/2)



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

FLEXIÓN:

No se considera el Cabo Seguro, ya es Lucernario

- 4: $M_d = 1{,}35(1037 + 267{,}5) + 1{,}50(1332{,}2 + 1230) + 1{,}00\left(\tfrac{1}{2}(-1811)\right)$

$= 3789{,}375 - 905{,}5 = 3790\ kN.m/m$

$h = 2{,}35m$

$r = a10\,cm$ (recubrimiento mecánico) $\Rightarrow A_s \geq 29{,}17\ cm^2/m$

$M_d = 1050\ kN/m$

Obs: Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_{s,min} = a04 \cdot 2{,}35 \cdot \frac{25/1{,}50}{434{,}8} = 36{,}03\ cm^2/m$

Obs: Tomando la reacción mínima en los puntales sobre la losa

$M_d = 5773{,}3\ kN.m/m$

$M_d = 700\ kN/m$ $\Rightarrow A_s \geq 32{,}38\ cm^2/m$

$h = 2{,}35m$; $r = a10\,cm$

- 4': $M_d = 1{,}35(824 + 223{,}5) + 1{,}50(555{,}80 + 110{,}93) = 7414{,}22\ kN.m/m$

$h = 2{,}075m$

$r = a10\,cm$ $\Rightarrow A_s \geq 17{,}81\ cm^2/m$

Obs: Tomando $M_{d,min} = 700\ kN/m$

$M_d = 2358{,}8\ kN.m/m$

$M_d = 700\ kN/m$ $\Rightarrow A_s \geq 20{,}64\ cm^2/m$

- 4'': $M_d = 1{,}35(522 + 150) + 1{,}50(405 + 75) = 1627{,}2\ kN.m/m$

$h = 2{,}75m$

$r = 0{,}10m$ $\Rightarrow A_s \geq 12{,}06\ cm^2/m$

Obs: Tomando $M_{d,min} = 700\ kN/m$

$M_d = 1589{,}7\ kN.m/m$

$M_d = 700\ kN/m$ $\Rightarrow A_s \geq 15{,}17\ cm^2/m$

NOTE BOOK

CORTANTE:

- Apoyo: $V_d = 1{,}35(230{,}7 + 71{,}3) + 1{,}50(176{,}8 + (-34{,}85)) =$

$= 620{,}625\ kN/m$

$v_d = 1050\ kN/m$

$A_s = 40{,}255\ cm^2/m$ (Se disponen $\phi 25$ a 0,20 + $\phi 20$ a 0,20 alternados)

$h = 230cm$; $r = 0{,}10m$

Dimensionamiento con programa BASE

$A_s \geq 31{,}39\ cm^2/m/m$ ← se cubre con flejes a 0,30 de 2 ganchos $\phi 12$ a 0,60 ($12{,}56\ cm^2/m/m$)

Obs: Sin considerar el axil $A_s \geq 7{,}31\ cm^2/m$

↑ queda cubierto. (OK!)

NOTE BOOK

ARMADO TRANSVERSAL

- Momentos flectores transversales por efecto Poisson

• ℄: $M_{d\perp} = 0{,}20 \cdot 37{,}90 = 7{,}58$ kN·m/m

$h = 2{,}35$ m; $r = 0{,}0$ m (Recubrimiento mecánico)

$A_s \geq 7{,}839$ cm²/m

• ¼: $M_{d\perp} = 0{,}20 \cdot 24{,}15$ kN·m/m $= 4{,}83$ kN·m/m

$h = 2{,}075$ m; $r = 0{,}0$ m (Recubrimiento mecánico)

$A_s \geq 5{,}69$ cm²/m

• ¼p $M_{d\perp} = 0{,}20 \cdot 162{,}72$ kN·m/m $= 32{,}544$ kN·m/m

$h = 1{,}75$ m; $r = 0{,}0$ m (Recubrimiento mecánico)

$A_s \geq 4{,}56$ cm²/m

Cuantía geométrica mínima: Ver pag (26)

- Cortante

- Confinamiento hormigón comprimido

$V_{d1} = 6{,}0$ MN/m $= 6000$ kN/m (← h = 1,30 m)

$V_{d1} = 620{,}6$ kN/m

$V_{d1} \leq \frac{1}{3} V_{d1}$ → $S_t \leq 300$ mm (OK!)

- Control tracción.

$A_s \geq 40{,}255$ cm²/m

$V_{cu} = 340$ kN/m (← Sin tener en cuenta el axil)

$(V_{d1} - 2V_{cu}) = (0{,}620 - 2 \cdot 0{,}34) \leq 0$ → $S_t \leq 300$ mm (OK!)

(26)

NOTE BOOK

PANDEO EJE:

$L = 20{,}50$ m; $L_0 = \beta \cdot L = 20{,}50$ m

↕ $B = 1{,}00$

• En extremos: $I = \frac{1}{12} \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}3^3 = 0{,}1831$ m⁴/m; $A = 1{,}30$ m²/m; $I_{mín} = 0{,}1831$ m⁴/m → $i = \sqrt{I/A} = 0{,}375$ m

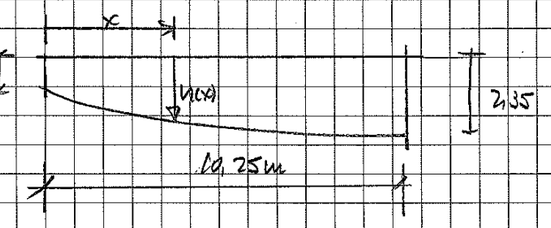
• En ℄: $I = \frac{1}{12} \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}35^3 = 1{,}0815$ m⁴/m; $A = 2{,}35$ m²/m; $I_{máx} = 1{,}0815$ m⁴/m → $i = \sqrt{I/A} = 0{,}678$ m

$\nu = \sqrt{I_{mín}/I_{máx}} = 0{,}4115$

↕ (IS/EA-95)

Reducción parabólica de canto (o lo más similar) $c = 0{,}786$

Am: Valor medio a lo largo de la pieza



$Am(x) = \int_0^L A(x) \cdot dx \cdot \frac{1}{L} = \int_0^L h(x) \cdot dx \cdot \frac{1}{L} = \frac{V}{L}$

$V = 20{,}515$ m³ $L = 20{,}25$ m

$Am = \frac{20{,}515 \text{ m}^3}{20{,}25 \text{ m}} = 2{,}00$ m² $h_m = 2{,}00$ m

con lo cual $i = \frac{\sqrt{c \cdot I_{máx}}}{Am} = \frac{\sqrt{0{,}786 \cdot 1{,}0815}}{2{,}00} = 0{,}4610$ m

Esbeltez mecánica de la pieza $L_0 = 20{,}50$ m

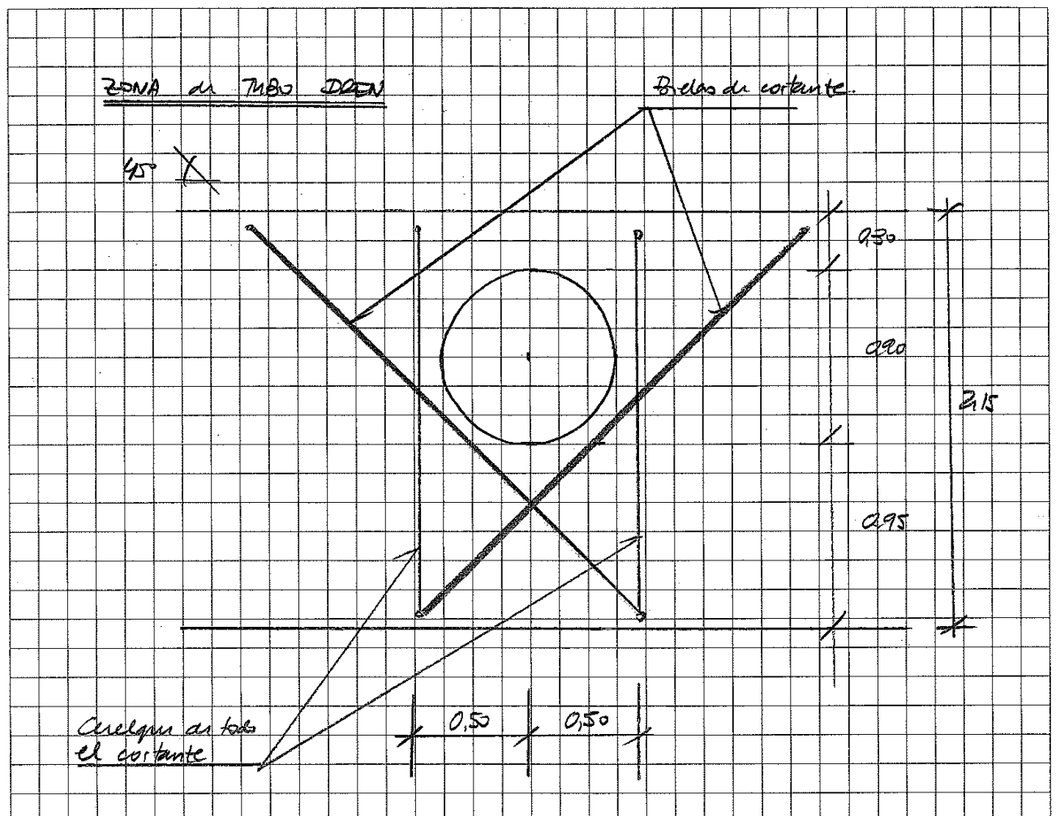
$\lambda = \frac{20{,}50 \text{ m}}{0{,}46 \text{ m}} = 44{,}47$ → No se consideran los efectos de 2º orden la amplificación será pequeña.

(27)

NOTE BOOK

ZONA DE TIRO DRCHA

Bielas de cortante.



Cualquier sección (a 5,50 m del apoyo)

a) Traccionando fibras superiores:

$$Vd = 4,00\ 256,6 + 4,50(-462,6) = -487,3\ KN/m$$

b) Traccionando fibras inferiores

$$Vd = 4,35(91,08 + 20,41) + 4,50(161,70 + (-9,06)) =$$
$$= 379,4\ KN/m$$

Cualquier sección: $Vd = 440\ KN/m$

$$Ad \geq \frac{Vd}{fyd} = \frac{0,440\ MN/m}{400\ MPa} = 11\ cm^2/m$$

Se disponen 4 ramas $\phi 16$ a 0.60 → (13,41 cm^2/m) OK!

CORTANTES QUE DEBEN TRANSMITIRSE POR FLEXIÓN LOCAL

a) Cuando traccionan las fibras superiores:

La sección de la subpresión para en problemas hacia el apoyo, no hace falta transmitir cortantes globales mediante flexiones locales.

Se dimensiona la losa superior a flexotracción

$$Td = U \cdot fyd = 49,09\ cm^2/m \times 434,80\ MPa = 2134\ MN/m$$
$$= 2134\ KN/m$$

$$qd = 1,35(g_1 + g_2) + 1,50(Trafico) = 1,35(7,5 + 14,40) + 1,50(10,5)$$
$$= 187,1\ KN/m^2$$

↑ del lado seguro cuando actúan las cargas permanentes y el tráfico, la tracción en la cara superior de la losa es menor

$$md = \frac{qd \cdot l^2}{12} = \frac{187,10 \cdot 0,90^2}{12} = 12,62\ KN \cdot m/m$$

$$md = -2134\ MN/m$$

Dimensionamiento a flexotracción con programa BAEL

$A_s \geq 25,12\ cm^2/m$
$A_s' \geq 24,33\ cm^2/m$
} Se coloca con $\phi 25$ a cada 10 cm (49,09 cm^2/m)

b) Cuando se traccionan las fibras inferiores

Acciones $g_1 + g_2 +$ Tráfico $qd = 187\ KN/m^2$

Momento de empotramiento $md = 12,62\ KN \cdot m/m$

$cd = u + nd$

$u = 40,255 \cdot 10^{-4}\ m^2/m \cdot 400\ MPa = 1,6102\ MN/m$

$nd,min = 700\ kN/m$

$cd = 2310\ kN/m$

$nd = 12,63\ kN.m/m$
$cd = 2310\ kN/m$
$\Big\}$ $A_s \geq 0,0\ cm^2/m$ (Ok!)

CORTANTES GLOBALES

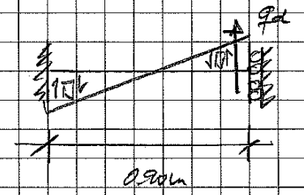
Reparto proporcional a las inercias

Tabla superior: $I = \frac{1}{12} 0,23^3 \cdot 1,0 = 0,00225\ m^4/m$ ← 32

Tabla inferior: $I = \frac{1}{12} 0,95^3 \cdot 1,0 = 0,07145\ m^4/m$ ← 972

Cortantes globales $Vd = 4400\ kN/m$ (en la zona del tubo drain)

Se aplica todo a la tabla inferior



$md = \frac{qd \cdot l}{2} =$

$md = \frac{4400\ kN/m \cdot 0,90\ m}{2} = 198\ kN.m/m$

$md = Td = u = A_s \cdot f_{yd} = 40,255\ cm^2/m \cdot 434,8\ MPa = 1750\ MN/m$

cuando tracciona las fibras inferiores.

$md = 1,75\ MN/m$ ← D →

Dimensionamiento en flexo-tracción con programa BASIC

$md = 198\ kN.m/m$
$nd = 1750\ kN/m$
$h = 0,95\ m$; $d = 0,9\ m$
$b = 1,00\ m$
$\Big\}$ $A_s \geq 25,75\ cm^2/m$
$A'_s \geq 14,50\ cm^2/m$

Se cubre con $2\phi 20$ a $0,20$ ($31,42\ cm^2/m$)

(10)

NOTE BOOK

Cortantes locales:

a) Tabla superior. Caso de tener tracciones en las fibras superiores

$Vd = \frac{187,07 \cdot 0,90}{2} = 84,18\ kN/m$

$nd = 7134\ kN/m$

Obs: El axil de tracción hace que todo el cortante deba ser soportado con armadura (no hay contribución del hormigón)

$Vu = z(\cot g\,\alpha + \cot g\,\theta) \sin\alpha \cdot A_s \cdot f_{yd} = z \cdot A_s \cdot f_{yd}$

$z = 0,9d = 0,9 \cdot 0,23 = 0,207\ m$

despejando $A_s \geq \frac{Vd}{z\,f_{yd}} = \frac{0,085}{0,207 \cdot 400} = 10,17\ cm^2/m/m$

Si cubre con planos a 0,20 de 2 ganchos $\phi 10$ a 0,60

($A_s = 13,08\ cm^2/m/m$)

- Tabla superior (caso de fibras superiores comprimidas)

$Vd = 84,18\ kN/m$
$nd = 7310\ kN/m$
$A_s = 31,42\ cm^2/m$
$\Big\}$ $A_s \geq 0,0\ cm^2/m$

b) Tabla inferior:

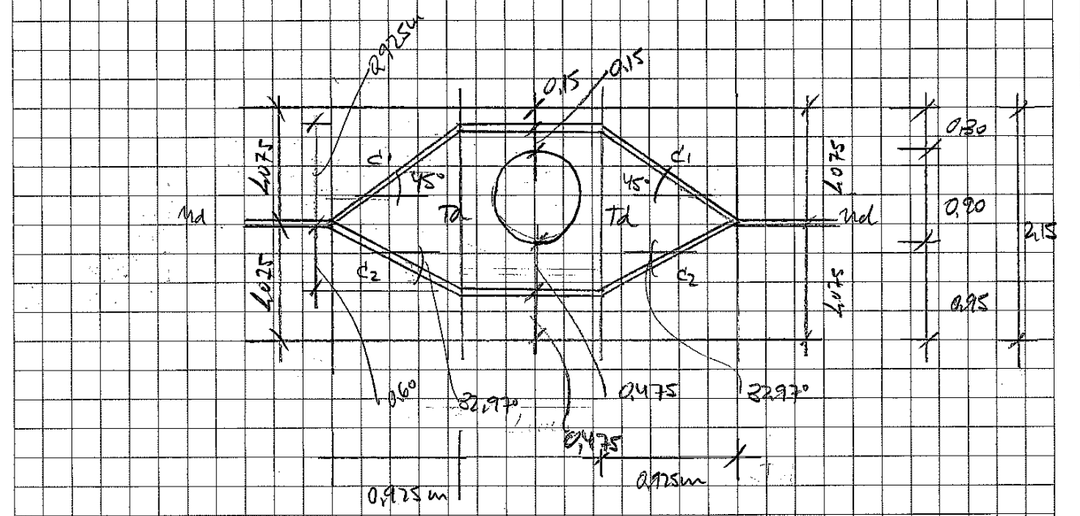
$h = 0,95$; $l = 0,90$ ← Tenemos como viga de gran canto

$l/h < 2,0$ — Las bielas de cortante pasan directamente a los apoyos — No hace falta armadura de cortante

(11)

NOTE BOOK

COMPORTAMIENTO FRENTE A AXIL



$Nd = 1050\ KN/m \times 1,50 = 1575\ KN/m$

$$\begin{cases} C_1 \cdot \cos 45° + C_2 \cdot \cos 82,97 = Nd \\ C_1 \cdot \operatorname{sen} 45° = C_2 \cdot \operatorname{sen} 82,97° \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0,707\ C_1 + 0,839\ C_2 = 1575 \\ 0,707\ C_1 - 0,544\ C_2 = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} C_1 = 876,27\ KN/m \\ C_2 = 1158,8\ KN/m \end{cases}$$

$Td = C_1 \cdot \operatorname{sen} 45° = 876,27\ KN/m \times \cos 45° = 619,62\ KN/m$

$Td = 0,620\ MN/m$

$$A_s \geq \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{0,62\ MN/m}{400\ MPa} = 15,5\ cm^2/m$$

Si dispone en el mismo plano que la armadura de anclaje

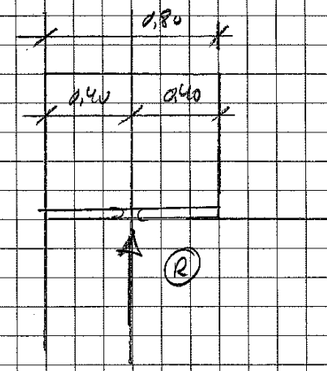
$A_{s,total} = 11,0 + 15,5 = 26,50\ cm^2/m$

Si disponemos ⊖ ramas Φ20 a 0.60 $A_s = 31,42\ cm^2/m$

(12)

NOTE BOOK

APOYO EN MÉNSULAS CORTAS



$Rd = 985\ KN/m$

Dimensionamiento como indica la norma corta Método ACI "Hormigón Armado" P. Jiménez Montoya et al.

1) Armadura a flexión.

$Rd = 985\ KN/m$ $\quad Md = 394\ KN \cdot m/m$

$e = 0,40m$

Dimensionamiento con $0,80d = 0,80 \cdot 0,50 = 0,40m = z$

$$\rightarrow U = C = \frac{Md}{z} = \frac{0,394\ MN \cdot m/m}{0,40m} = 0,985\ MN/m$$

$$A_s \geq \frac{U}{f_{yd}} = \frac{0,985\ MN/m}{400\ MPa} = 24,625\ cm^2/m$$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración.

$$A_s \geq \frac{0,04 \cdot 0,60 \cdot 25/1,50}{400\ MPa} = 10,0\ cm^2/m$$

← se cubre sobradamente

(13)

NOTE BOOK

iii) Armadura necesaria por cortante.

$$A_0 = \frac{F_{rd}}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{0{,}985\ MN/m}{1{,}00 \cdot 400\ MPa} = 24{,}625\ cm^2/m$$

↑ Junta rugosa sobre hormigón endurecido.

iv) Comprobación de tensión rasante máxima.

$$\tau_d = \frac{F_{rd}}{b \cdot d} \leq 0{,}25\, f_{cd} = 4{,}17\ MPa \quad (< 5{,}0\ MPa)$$

$$\tau_d = \frac{0{,}985}{1{,}00 \cdot 0{,}50} = 1{,}97\ MPa$$

v) Armadura necesaria por esfuerzo horizontal.

$A_H = 0{,}0\ cm^2/m$

$A_{cn} = A_0 + A_H = 24{,}625\ cm^2/m$

$A_6 = A_f \cdot 1{,}50 + A_H = 36{,}938\ cm^2/m$

como $A_6 > A_{cn}$

armadura principal: $A_1 = A_f + A_H = 24{,}625\ cm^2/m$

armadura secundaria: $A_2 = \frac{1}{2} A_f = 12{,}3125\ cm^2/m$

$A_{total} = 24{,}625 + 12{,}3125 = 36{,}9375\ cm^2/m$

↑ Se dispone toda junta en un mismo paramento

Se cubre con $\phi 25 \,@\, 0{,}125 m$

Cortante de la reacción

$R_d = 0{,}985\ MN/m$

$$A_s \geq \frac{R_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}985\ MN/m}{400\ MPa} = 24{,}625\ cm^2/m$$

↑ 2 ramas $\phi 20 \,@\, 0{,}25$ $(25{,}135\ cm^2/m)$

C5: Longitudes de solape.

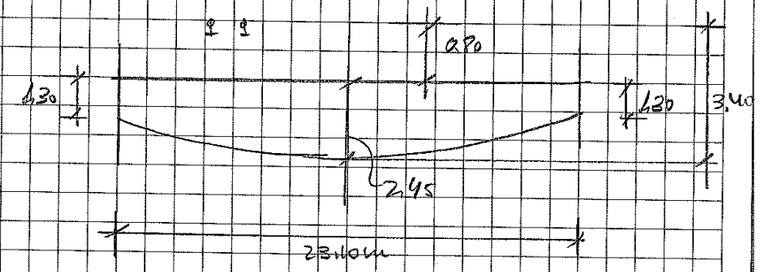
i) $\phi 25$ en posición I $\quad l_b = 15 \cdot 2{,}5^2 = 93{,}75\ cm \quad l_s = 187{,}5\ cm$

ii) $\phi 25$ en posición II $\quad l_b = 1{,}40 \cdot 15 \cdot 2{,}5^2 = 131{,}25\ cm^2 \quad l_s = 262{,}5\ cm$

III) Tramo 706+600 a 706+525.62 m

- L_{max} = 23,10 m
- Profundidad Z_{tramo} = −5,025 m

Geometría:



Máxima profundidad: z = −8,425 m

Altura de agua sobre la losa de fondo con NF a la cota z = +2,00 m

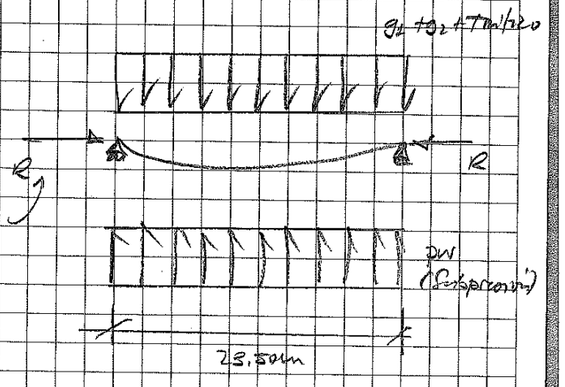
h = 10,425 m ≈ 10,50 m

Se calcula con una luz de 23,50 m

Acciones:

- g_1: Peso propio
- Sobrecarga: pw
- Reacción de apoyo de las pantallas en la losa de fondo
- Cargas permanentes
- Tráfico ferroviario

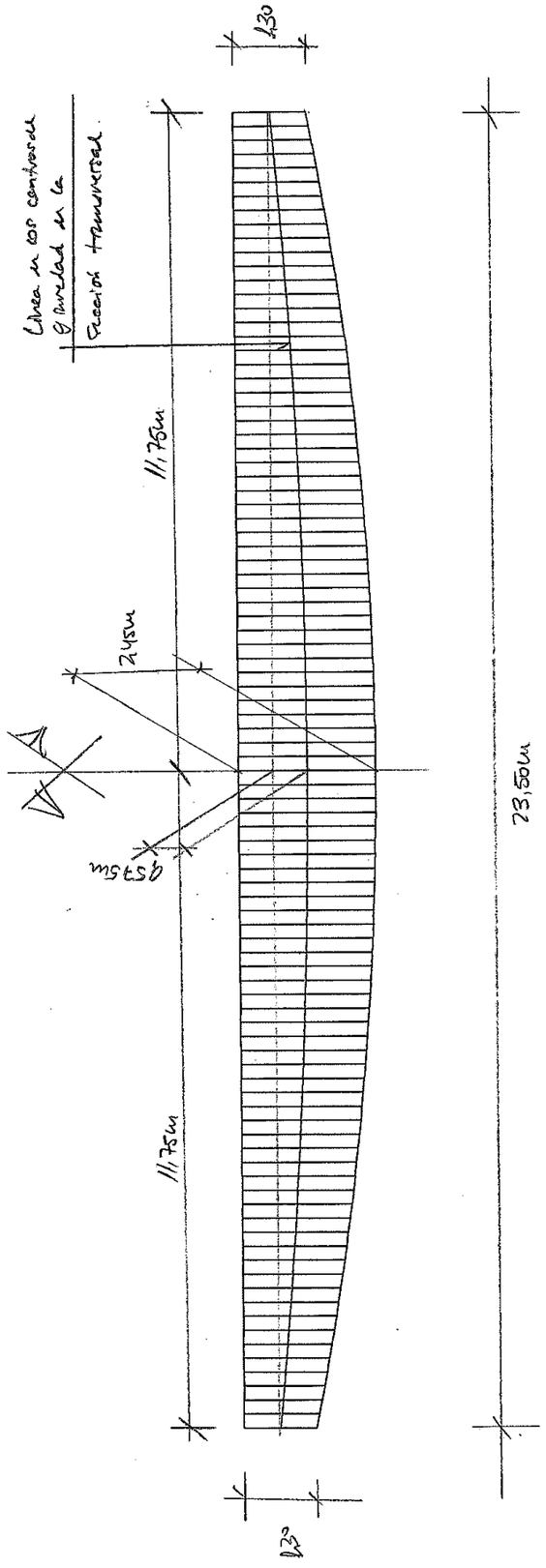
Esquema estático:

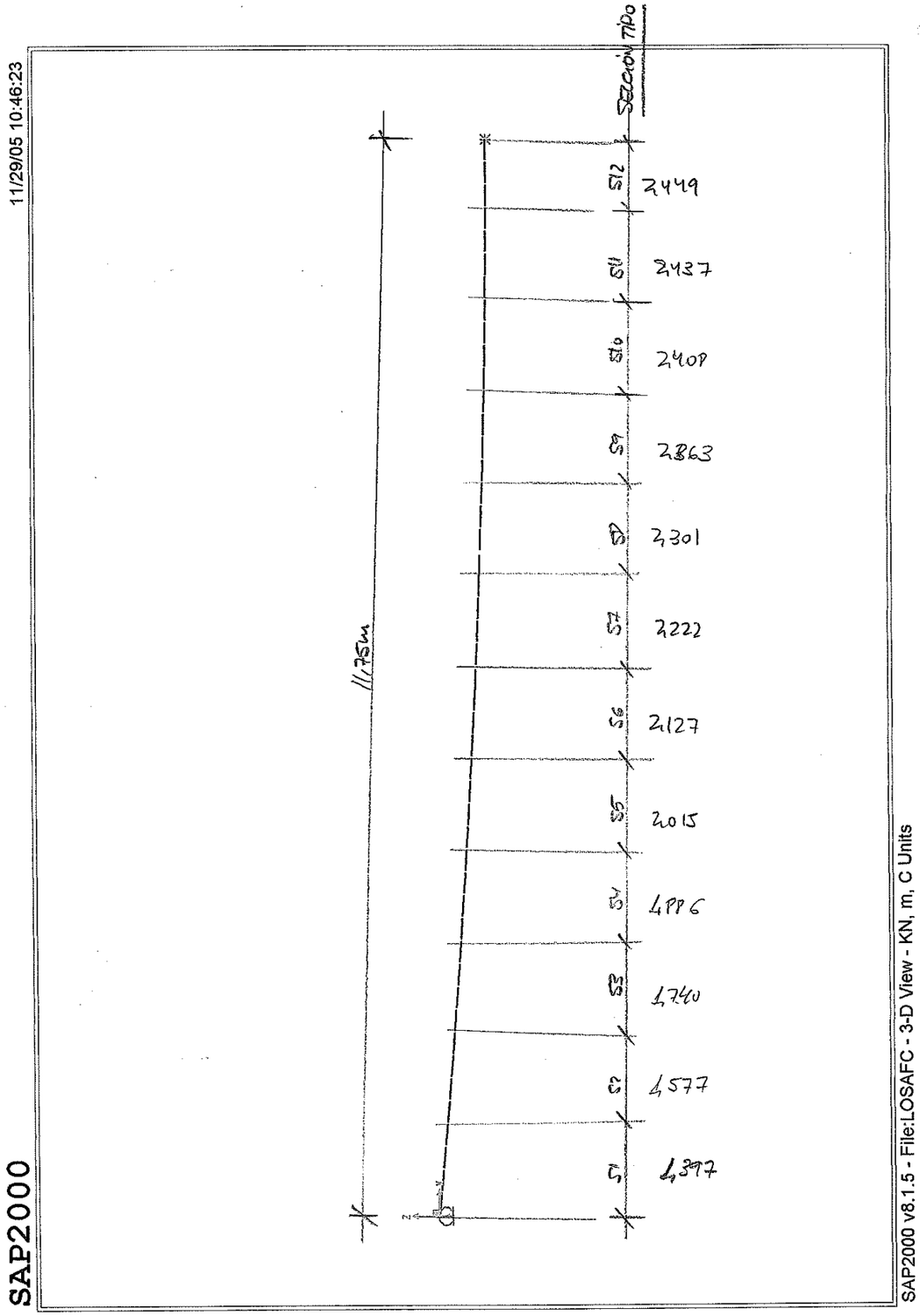


Modelo SAP: LOSAFFC.SDB

(En carpeta adjunta III)

Tramo III
Geometría
(29-nov-05)





(3)

Can Tunis 29-nov-05

ACCIONES Y CONTROL DE REACCIONES

- Peso propio: Generado automáticamente

  $V = 24,30\ m^3/m$

  $R_{g1} = 607,5\ kN/m$ $\quad R_{SAP} = 608,57\ kN/m$

- Cargas permanentes

  $e = 0,80m$ de balasto $\quad \gamma_{balasto} = 18\ kN/m^3$

  $g_2 = 14,40\ kN/m^2$

  $R_{g2} = 14,40 \cdot \frac{23,5}{2} = 169,2\ kN/m$ $\quad R_{SAP} = 169,2\ kN/m$ (OK!)

- Reacción de apoyo de las pantallas en la base

  $r_{min} = 700\ kN/m$

  $r_{max} = 1050\ kN/m$ ↳ Valores característicos obtenidos del análisis de las pantallas

- Sobrecarga:

  $h = 10,50m$

  $p_w = 105\ kN/m^2$

  $R_{SC} = 105 \cdot \frac{23,5}{2} = 1233,75\ kN/m$ $\quad R_{SAP} = 1233,75\ kN/m$ (OK!)

- Tráfico (vía tramo I)

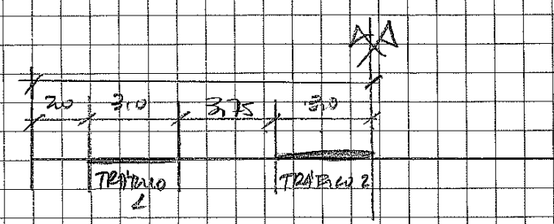
  $q = 105,4\ kN/m^2$

  Se aplica en 3 vías de anchura

  Control de reacciones

  $R = 105,4 \times 3,0 = 316,2\ kN/m$

  $R_{SAP} = 316,2\ kN/m$ (OK!)



(4)

NOTE BOOK

Can Tunis 29-NOV-05

DIMENSIONAMIENTO

Hipótesis:

a) Máximo momento flector negativo

b) Máximo momento flector positivo

a) Máximo flector negativo

Hipótesis: - Peso propio

- Sobrecarga

Determinación del esquema estático

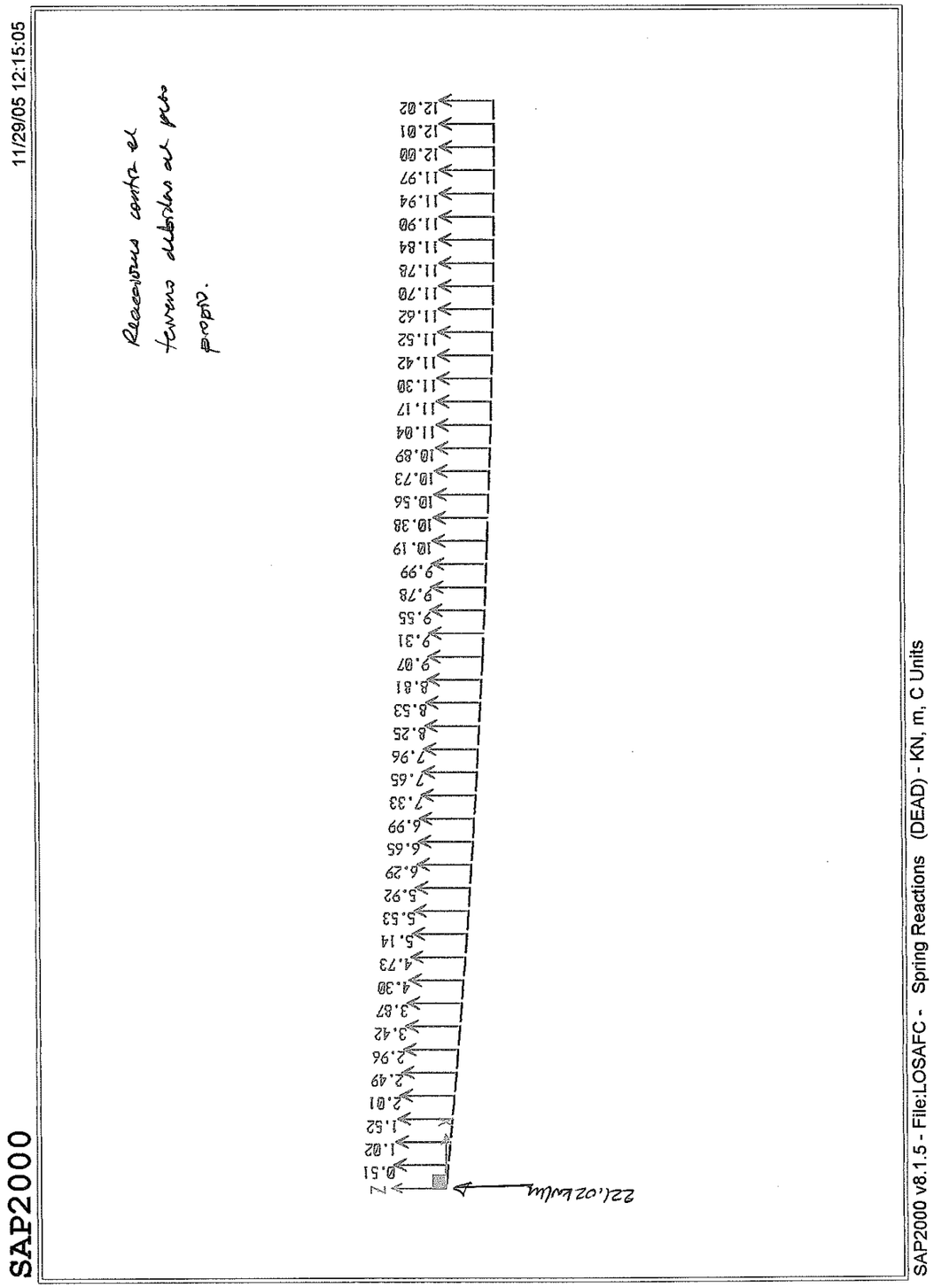
Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que este está totalmente traccionado (hay levantamiento) — Se retiran los muelles que simulan el contacto con el terreno.

Archivo SAP: LOSAFCII.SDB

Combinación de acciones:

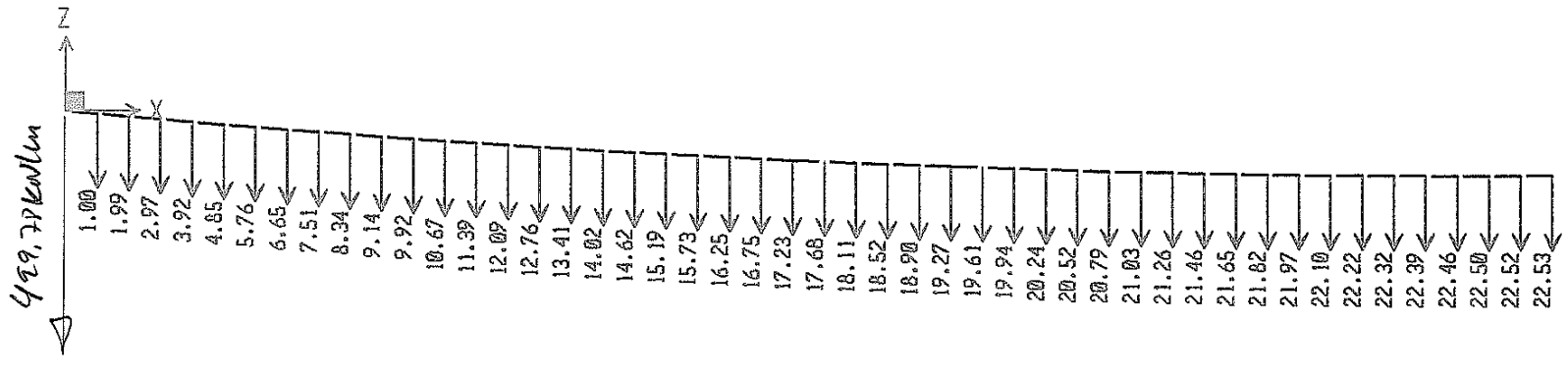
COMB = 1,00 g1 + 1,50 pp

NOTE BOOK



SAP2000 11/29/05 12:15:11

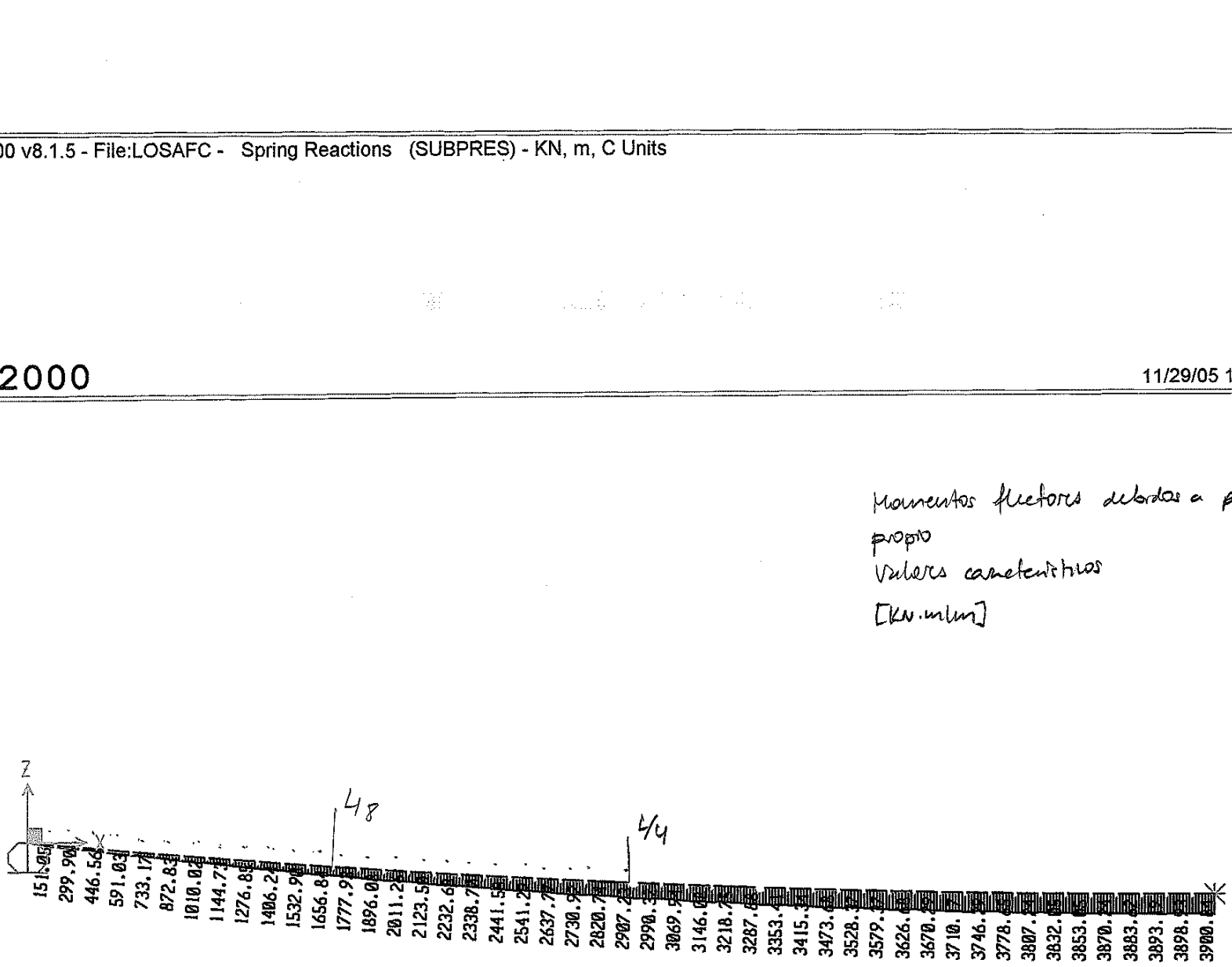
Reacciones contra el terreno debidas a la subpresión



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

SAP2000 11/29/05 12:18:38

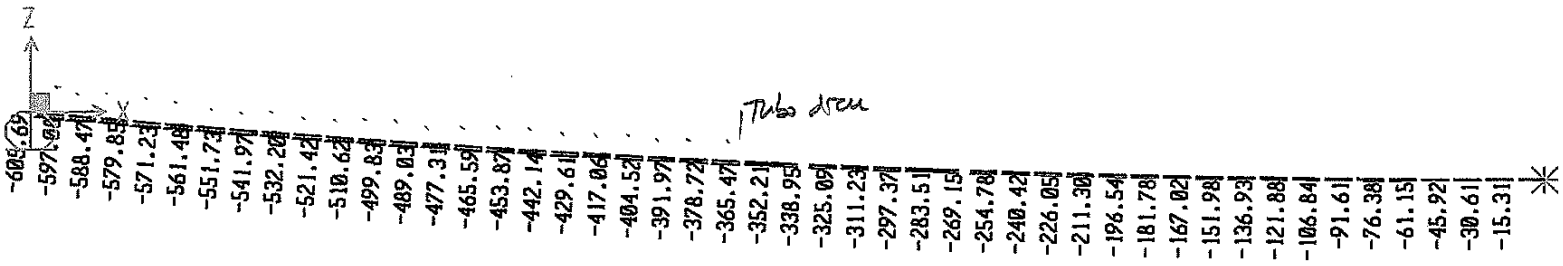
Momentos flectores debidos a pso propio
Valores característicos
[KN.m/m]



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

SAP2000 11/29/05 12:18:53

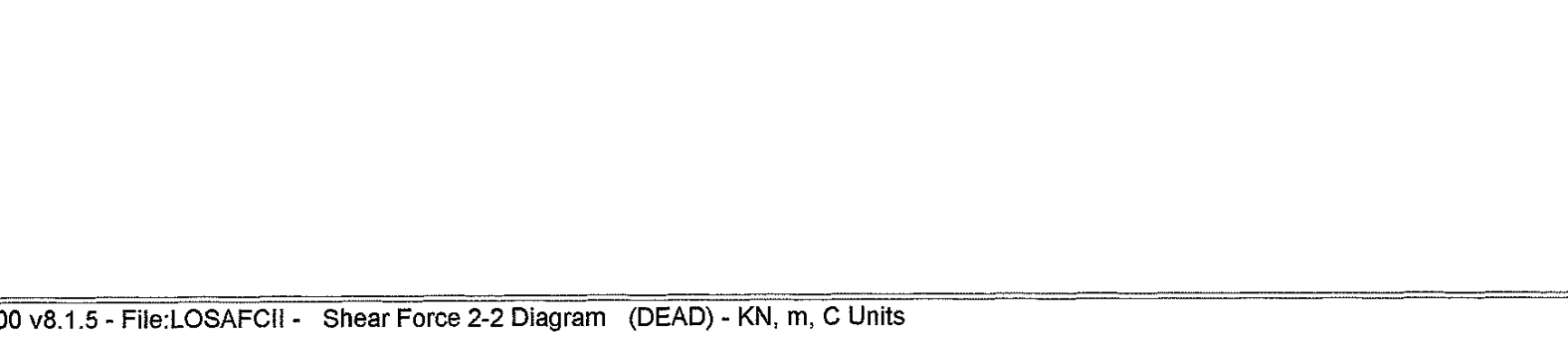
Cortantes debidos al peso propio
Valores característicos
[KN/m]



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

SAP2000 11/29/05 12:19:50

Momentos flectores debidos a la
Subpresión
Valores característicos
[KN-m/m]



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

11/29/05 12:19:57

SAP2000

Cortantes debidos a la
Subpresión
Valores característicos
[ton/m]

1222.89
1202.03
1176.13
1150.23
1124.30
1098.36
1072.41
1046.44
1020.45
994.46
968.45
942.42
916.38
890.34
864.27
838.20
812.12
786.02
759.92
733.81
707.68
681.55
655.41
629.25
603.10
576.93
550.75
524.57
498.39
472.19
445.99
419.78
393.57
367.36
341.14
314.91
288.68
262.45
236.21
209.97
183.73
157.49
131.24
105.00
78.75
52.50
26.25

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

(11)

Con Tunnis 29-nov-05

FLEXIÓN Dimensionamiento con programas BASE

• ℄: $M_d = 1{,}00\ 8900{,}8 + 1{,}50(-7248{,}3) = -6971{,}65$ KN·m/m

$h = 2{,}45$m
$b = 1{,}00$m
$r = 0{,}10$m
$A_s \geq 66{,}56$ cm²/m ← 5 capas con 14 ϕ 25 pmt.

$M_d = 700$ KN/m

Se disponen 15 ϕ 25 pmt.

Fallo dúctil momento específico: 0,85 OK

• 4_4 $M_d = 1{,}00(2907{,}2) + 1{,}50(-5515) = -5365{,}3$ KN·m/m

$h = 2{,}15$m
$b = 1{,}00$m
$r = 0{,}10$m
$A_s \geq 49{,}52$ cm²/m

• 4_D $M_d = 1{,}00(1657) + 1{,}50(-3250) = -3218$ KN·m/m

$h = 1{,}80$m
$b = 1{,}00$m
$r = 0{,}10$m
$A_s \geq 25{,}15$ cm²/m

Se llevan las ϕ25 de capa a capa de la parte superior

Cte: $A_{s,mín} = 0{,}04\ A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 245 \frac{25/1{,}50}{434{,}8} = 37{,}57$ cm²/m

↑ A cubrir sobradamente.

(12)

NOTE BOOK

CORTANTE (Comentario cumplimiento con programas BASE)

• Apoyo $V_d = 1,00 \cdot 60 + 1,50 \cdot (-12,78) = -12,37 \text{ kN/m}$

$h = 1,20\text{m}$ $b = 1,00\text{m}$
$r = 0,10\text{m}$
$A_s = 24,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ (cuantía mínima)

$A_{sw} \geq 18,2 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{m}$

$A_{sw,min} = 0,02 \cdot 60 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 1,0 \cdot \frac{25/1,50}{400} = 8,33 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{m}$

↑ se cubre sobradamente

Si dispongo pianos a 0,20 de 2 ramales $\phi 16$ a 0,60

$(A_{sw})_{disp} = 22,34 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{m}$

DESVIACIÓN DE EMPUJES AL VACÍO

Equilibrio $C_{max} = U + N$

$U = 73,635 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 434,5 \text{ MPa} = 3,202 \text{ MN}$

$N_d = 1,5 \cdot 1050 \text{ kN} = 1575 \text{ kN/m}$

$C_{max} = 4,777 \text{ MN/m}$ $\boxed{C_{max} = 4,777 \text{ MN/m}}$

$R = 60,6\text{m}$

Flecha de desviación necesaria:

$f = \frac{4777 \text{ kN/m}}{60,6\text{m}} = 0,0788 \text{ MN/m}^2$

$A_s \geq \frac{f}{f_{yd}} = \frac{0,0788 \text{ MN/m}^2}{400 \text{ MPa}} = 1,9706 \text{ cm}^2/\text{m}^2$

↑ Sale muy bajo, es mucho menos que en las secciones de ℄ (Luminio cortante)

(13)

NOTE BOOK

LIMITACIONES

* Flexión:

- Momentos flectores transversales por efecto Poisson

℄: $m_{xd} = 697,65 \text{ kN·m/m}$

$m_{xd,L} = 0,20 \cdot 697,65 = 139,53 \text{ kN·m/m}$

$h = 2,45\text{m}$ $b = 1,00\text{m}$
$r = 0,10\text{m}$

→ $A_s \geq 13,91 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Cuantía geométrica mínima (1,8‰)

$h = 2,45\text{m}$ → $A_s = 2,45 \frac{1,8}{1000}$ → $22,05 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se cubre con 2φ20 a 0,30

(℄ = 5,2‰)

Se disponen 2φ20 a 0,30 en toda la anchura

* cortante

- Confinamiento del hormigón

$h = 1,20$ $V_{u1} = 6000 \text{ kN}$ (vigas centenarios)

$V_d = 1237 \text{ kN/m} \geq \frac{1}{5} V_{u1} = 1200 \text{ kN/m}$ → $s_t \leq 300\text{mm}$ (OK!)

- Control de fisuración

$A_s = 73,635 \text{ cm}^2/\text{m}$

$V_{cu} = 420 \text{ kN/m}$

$V_d - 3V_{cu} = 1237 - 3 \cdot 420 < 0$ → $s_t \leq 300\text{mm}$ (OK!)

(14)

NOTE BOOK

Cam Tunis 29-nov-05

b) Máximo flector positivo

Acciones: * Peso propio
* Cargas permanentes
* Tráfico
* Máxima reacción de apoyo de las pantallas en la losa

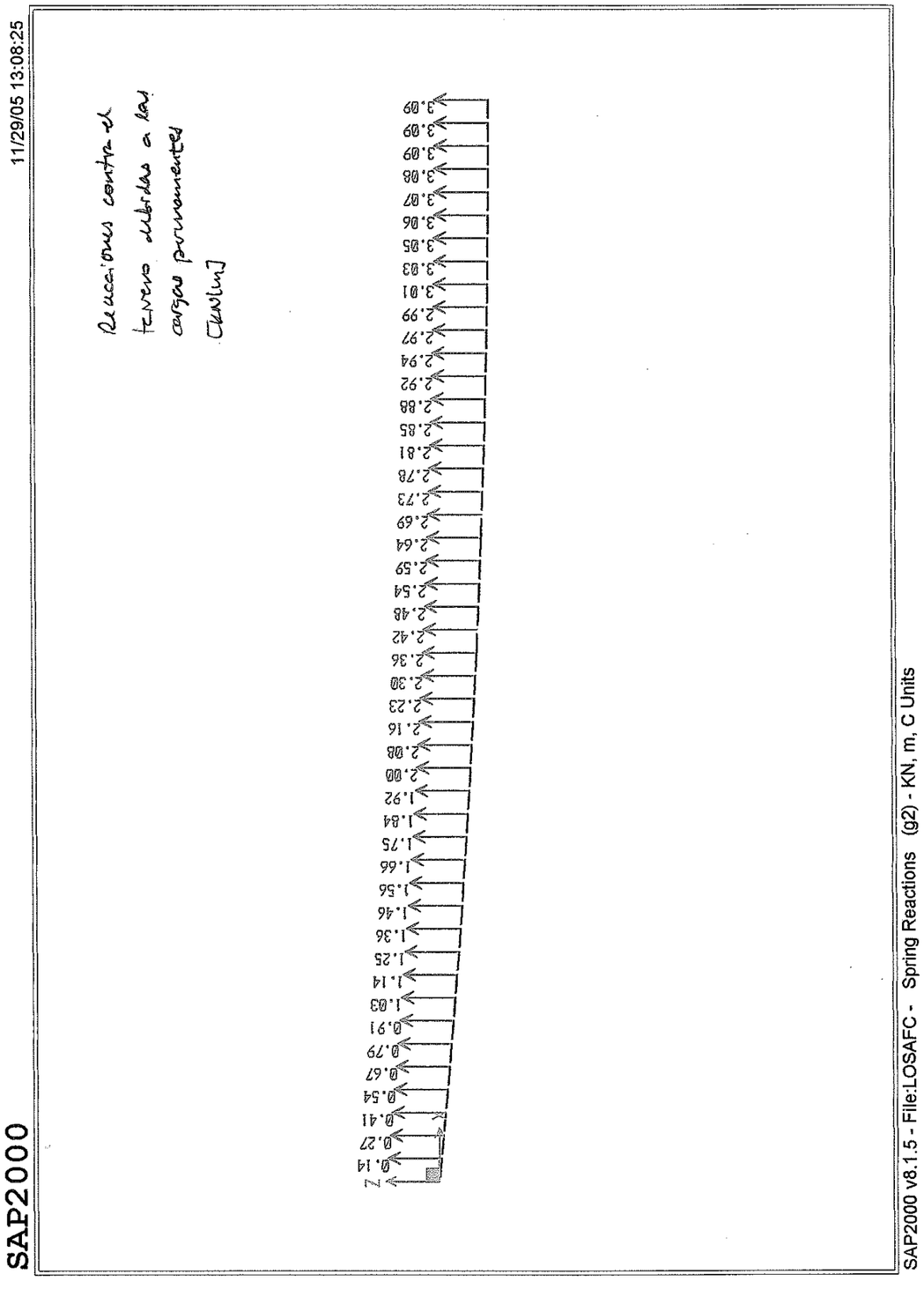
Obs: del lado seguro no se considera la subpresión (no es simultánea)

Determinación del esquema estático.

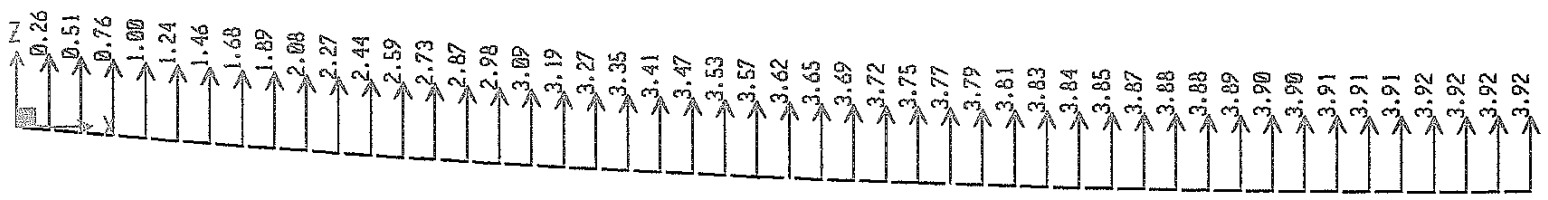
Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que éste está totalmente comprimido (No hay levantamiento)

Archivo SAP: LOSAFC.SDB

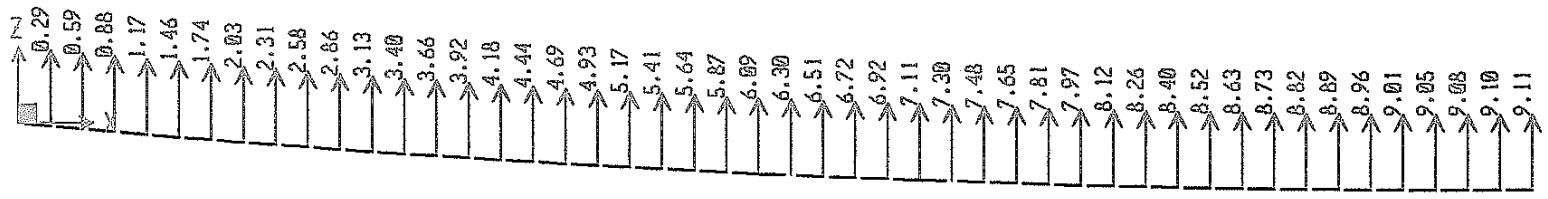
COMBINACIÓN: 1.35 g1 + 1.35 g2 + 1.50 Rpmt + 1.50 (Tráfico)



Reacciones contra el terreno debidas a la acción del tráfico en posición 1

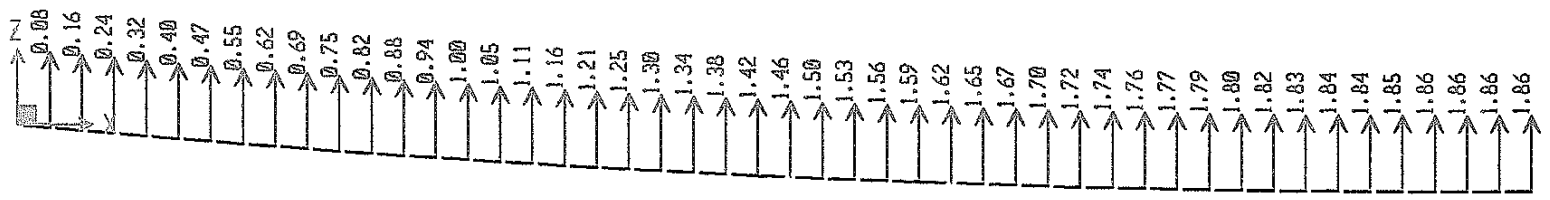


Reacciones contra el terreno debidas a la acción del tráfico en posición 2



SAP2000 11/29/05 13:08:52

Reacciones contra el terreno debidas a la reacción de apoyo de las pantallas sobre la cota de fondo [KN/m]



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

(12)

SAP2000 11/29/05 13:14:22

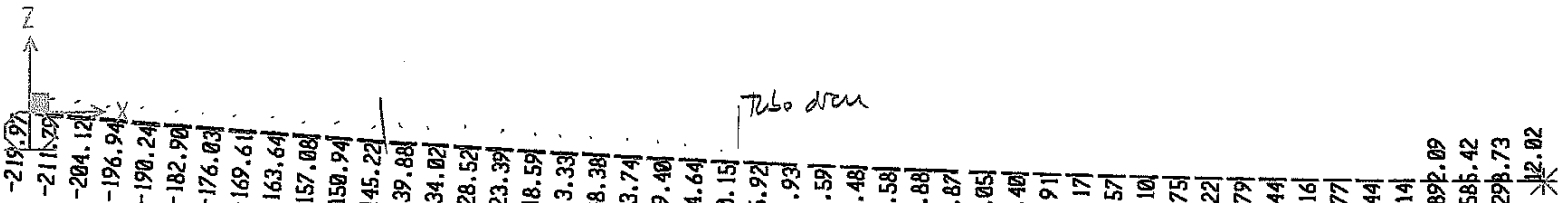
Momentos flectores debidos al peso propio
Valores característicos
[KN.m/m]

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

(20)

SAP2000 11/29/05 13:14:29

Cortantes debidos al peso propio
Valores característicos
[KN/m]



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

SAP2000 11/29/05 13:14:15

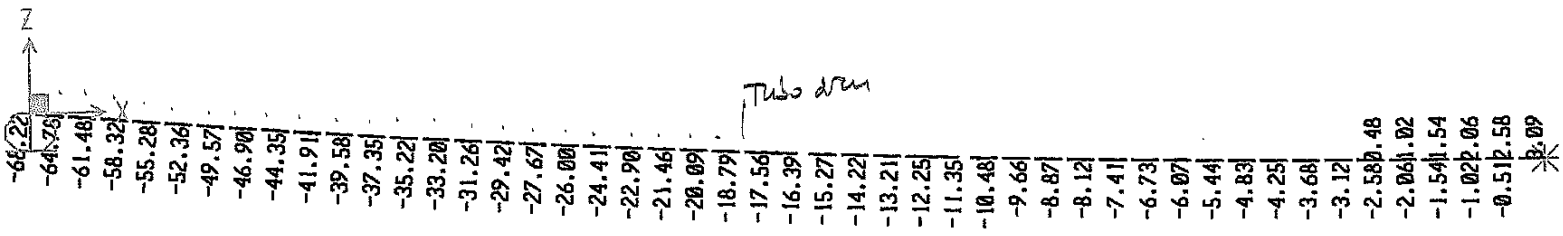
Momentos flectores debidos
a las cargas permanentes
Valores característicos
[KN·m/m]

SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFC - Moment 3-3 Diagram (g2) - KN, m, C Units

SAP2000

11/29/05 13:14:08

Cortantes debidos a las cargas permanentes
Valores característicos
[kN/m]

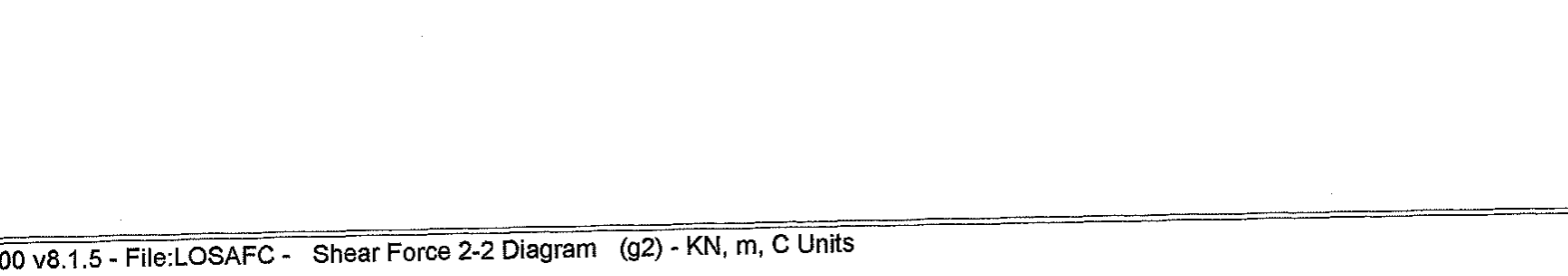


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFC - Shear Force 2-2 Diagram (g2) - KN, m, C Units

SAP2000

11/29/05 13:14:40

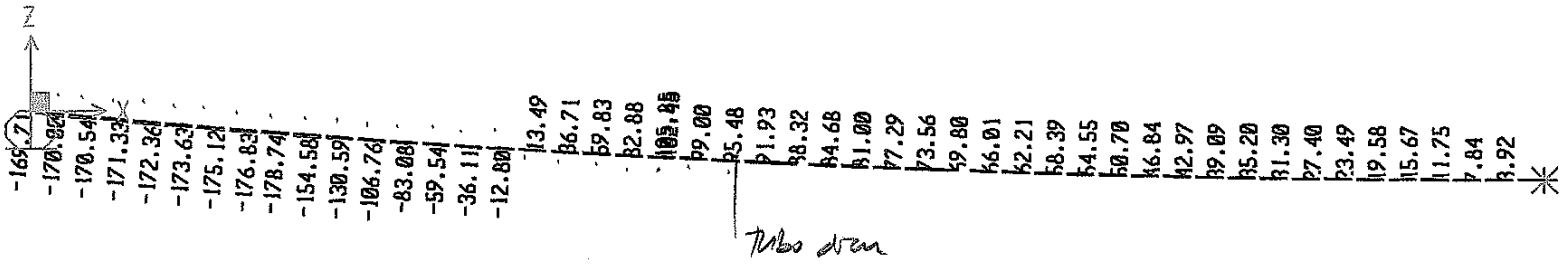
Momentos flectores debidos a la acción del tráfico en posición 1
Valores característicos
[kN.m/m]



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFC - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO1) - KN, m, C Units

SAP2000 11/29/05 13:14:47

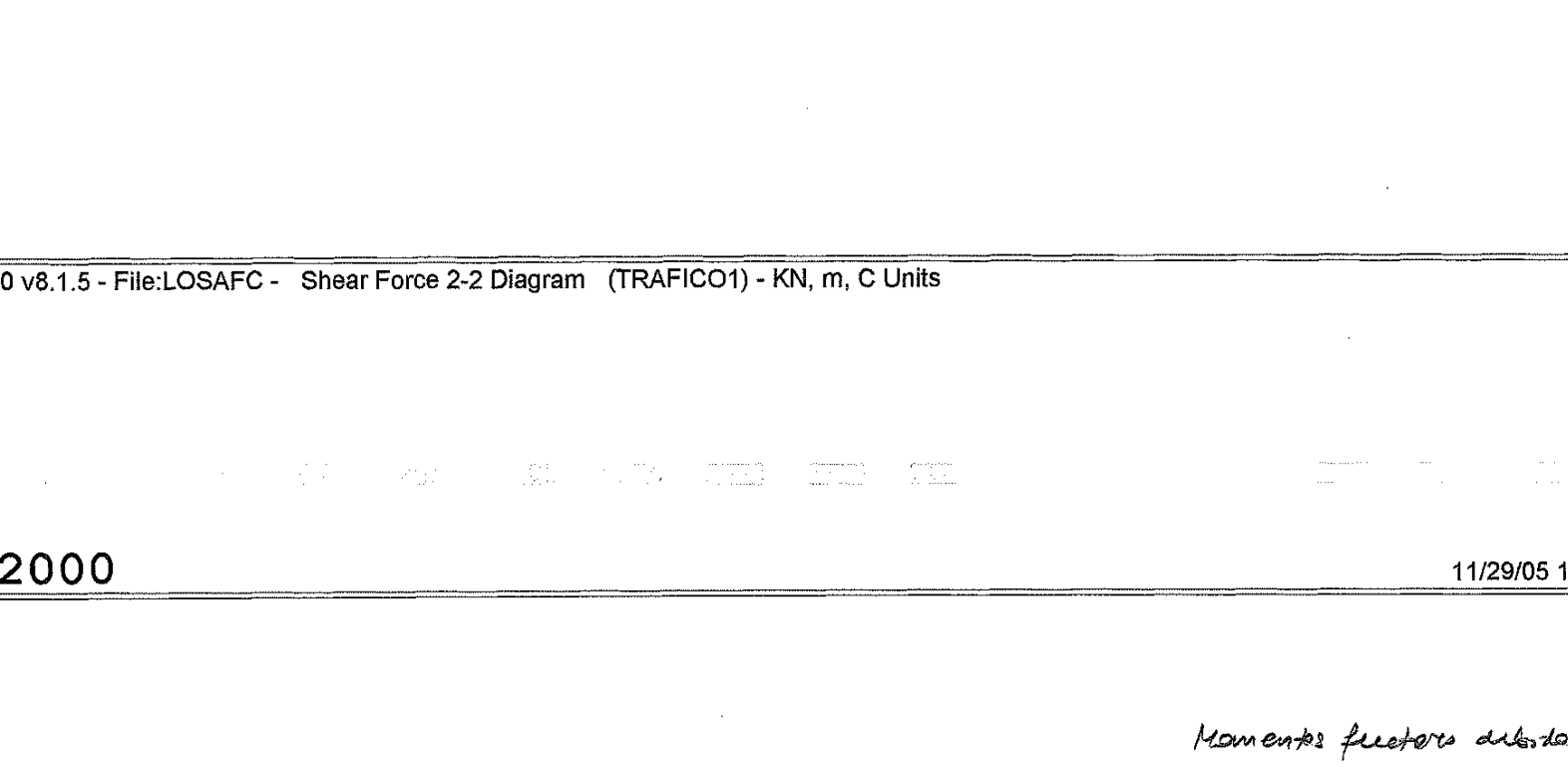
Cortantes debidos al tráfico en posición 1
Valores característicos
[kN/m]



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFC - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO1) - KN, m, C Units

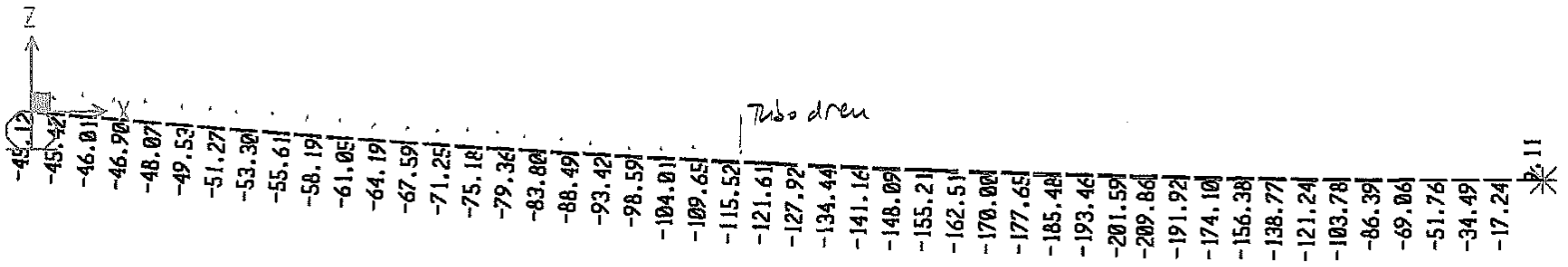
SAP2000 11/29/05 13:14:55

Momentos flectores debidos al tráfico en posición 2
Valores característicos
[kN.m/m]



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFC - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO2) - KN, m, C Units

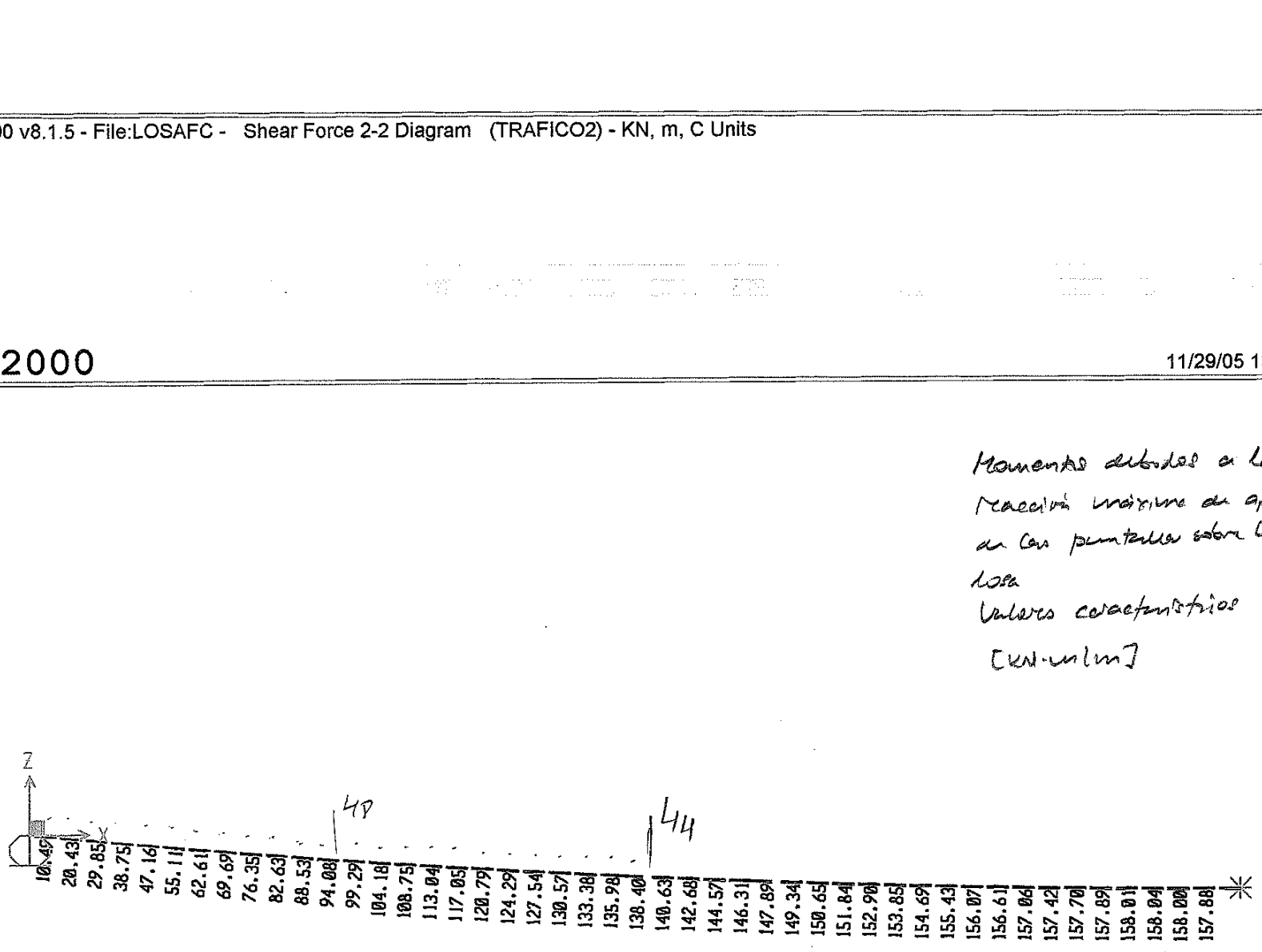
Cortantes debidas al tráfico
en pantalla 2
Valores característicos
[KN/m]



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFC - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO2) - KN, m, C Units

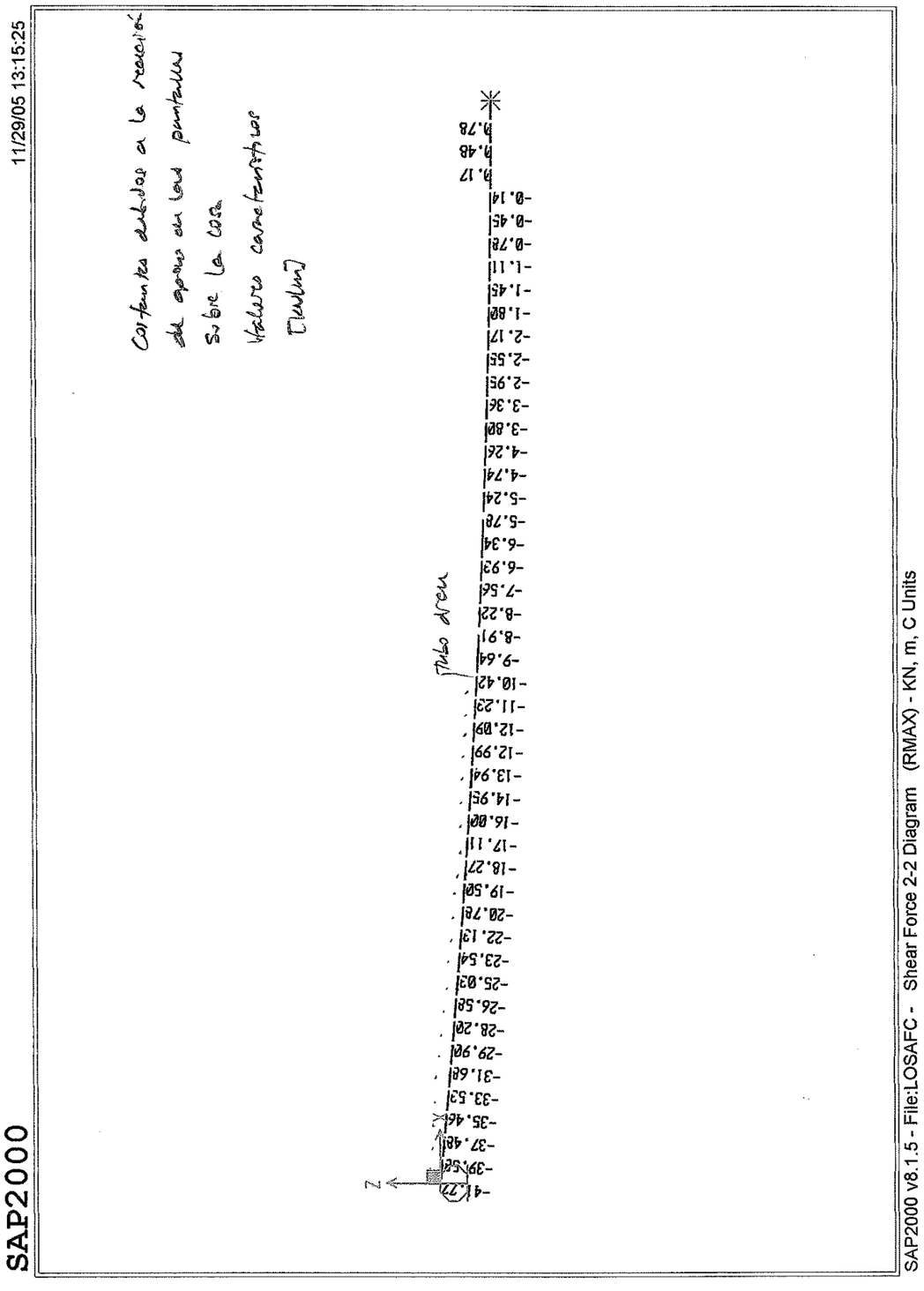
(27)

Momentos debidos a la
reacción máxima de apoyo
de las puntales sobre la
losa
Valores característicos
[KN-m/m]



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

(28)



29

Can Turró 29-nov-05

FLEXIÓN

↓ Tráfico en posición 2

- ⊥: $M_d = 1.35(1045 + 254.2) + 1.50(1185 + 158) = 3768.4\ kN\cdot m/m$

h = 245m
b = 1.00m
r = 0.10m
} $A_s = 27.24\ cm^2/m$

$M_d = 1050\ kN/m$

Obs: Tomando la reacción mínima en las pantallas sobre la losa

$M_d = 3689.42\ kN\cdot m/m$
$M_d = 700\ kN/m$
} $A_s = 29.96\ cm^2/m$

$A_{s\,min} = 0.04 \cdot 245 \cdot \frac{25/1.50}{434.8} = 37.57\ cm^2/m$

Se dispone $\Phi 25 = 9.27 + \Phi 20\ c/0.20$ (contrarrestados) ($A_{s\,disp} = 40.255\ cm^2/m$)

- Up: $M_d = 1.35(946.1 + 222) + 1.50(434.3 + 138.40) = 2300.99\ kNm/m$

h = 2.15m
b = 1.00m
r = 0.10m
} $A_s = 14.90\ cm^2/m$

$M_d = 1050\ kN/m$

Obs: Tomando $M_d = 700\ kN/m$

$M_d = 2223\ kN\cdot m/m$
$M_d = 700\ kN/m$
} $A_s = 18.17\ cm^2/m$

- Up: $M_d = 1.35(529.4 + 150.2) + 1.50(476.2 + 94.08) = 1772.88\ kNm/m$

h = 1.80m
b = 1.00m
r = 0.10m
} $A_s = 13.52\ cm^2/m$

$M_d = 1050\ kN/m$

Obs: Tomando $M_d = 700\ kN/m$

$M_d = 1725.84\ kN\cdot m/m$
$M_d = 700\ kN/m$
} $A_s = 16.65\ cm^2/m$

30

NOTE BOOK

CORTANTES (Dimensionamiento con programas BASIC)

- Apoyo: $1,25(220 + 68,5) + 1,50(170 + 10,5) = 660,25$ kN/m

$V_{rd} = 1055$ kN/m

$A_s = 40,258$ cm²/m (Se disponen Ø25 a 0,20 + Ø20 a 0,20 alternados)

$h = 1,30$m; $b = 1,00$m; $r = 0,10$m } $A_d = 3,64$ cm²/m/m

Obs: Sin considerar el axil:

$A_d \geq 7,539$ cm²/m/m ← Hay que disponerle cuantía mínima a cortante

COMPROBACIONES

* Armado transversal

- Momentos flectores transversales por efecto poisson

Ø: $m_d = 3770$ kN·m/m

$m_{d,\perp} = 0,20 \cdot 3770$ kN·m/m = 754 kN m/m

$h = 2,45$m; $b = 1,00$m; $r = 0,10$m } $A_s = 7,45$ cm²/m

- Cuantía geométrica mínima (1,8‰)

$A_s \geq 2,45 \cdot \frac{1,8}{1000}$ ⟹ 22,05 cm²/m/m en cada cara

Si abro con 2Ø20 a 0,30 (20,95 cm²/m) ↳ suficiente

* Cortante

- Agotamiento hormigón comprimido

$V_{u,\perp} = 6,0$ MN/m = 6000 kN/m (← $h = 1,30$m)

$V_d = 660$ kN/m

$V_{cu} \leq \frac{1}{5} V_{u,\perp} = 1200$ kN/m ← $\Omega \leq 300$cm/m² OK!

- Control fisuración

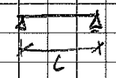
$A_s = 40,258$ cm²/m

$V_{su} = 340$ kN/m

$(V_d - 2V_{su}) \leq 0$ ⟶ $\Omega \leq 300$cm/m² OK!

PANDEO EHE $L = 23,50m$ $L_0 = \beta L = 23,50m$

$\beta = 1,00$



• En extremos $I = \frac{1}{12} 1,0 \cdot 1,3^3 = 0,1831 \, m^4/m$ $A = 1,30 m^2/m$ $\Big\} i = 0,3758 m$

$I_{mín} = 0,1831 \, m^4/m$

• En ϕ: $I = \frac{1}{12} 1,0 \cdot 2,45^3 = 1,226 \, m^4/m$ $A = 2,45 m^2/m$ $\Big\} i = 0,7073 m$

$I_{máx} = 1,226 \, m^4/m$

$\nu = \sqrt{I_{mín}/I_{máx}} = 0,3865$

↕ CSI EA-95)

Vinculación parabólica en un canto (resto muros similares) $c = 0,786$

$A_m = \frac{V}{L} = \frac{24,3 m^3}{11,75 m} = 2,068 m^2$; $h_m = 2,068 m$

$i = \sqrt{\frac{c \cdot I_{máx}}{A_m}} = \sqrt{\frac{0,786 \cdot 1,226}{2,068}} = 0,4692$

Esbeltez mecánica de la pieza $l_0 = 23,50 m$

$\lambda = \frac{23,50 m}{0,4692 m} = 50,09$ $(35 \leq \lambda \leq 120)$ — Métodos simplificados EHE

EHE Art 43.5.2

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

$e_a = (1 + 0,12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20 e_c}{h + 10 e_c} \cdot \frac{l_0^2}{50 i_c}$

NOTE BOOK

$\beta = 1,0$

$\varepsilon_y = 0,002174$

$\varepsilon = 0,0045$

$h = 2,07 m$

$l_0 = 23,50$

$i_c = 0,4692$

$e_c = 0,60 e_2 + 0,4 e_1 \geq 0,4 e_2$

$e_2 = \frac{md}{nd} = \frac{6975}{700} = 9,96 m$ (Máximo flector neg)

$e_1 = \frac{md}{nd} = \frac{3770}{1050} = 3,59 m$ (Máximo flector positivo.) (1%)

$e_a = (1 + 0,12 \cdot 1,0)(0,002174 + 0,0045) \frac{2,07 + 20 \cdot 9,96}{2,07 + 10 \cdot 9,96} \cdot \frac{23,5^2}{50 \cdot 0,4692}$

$e_a = 0,5483$

con lo cual $e_{tot} = 9,96 + 0,5483 = 10,50$

Dimensionamiento con mats. B 400.

Comprobación: $nd = 700 kN/m$

$md = 7215,9 kN \cdot m/m$

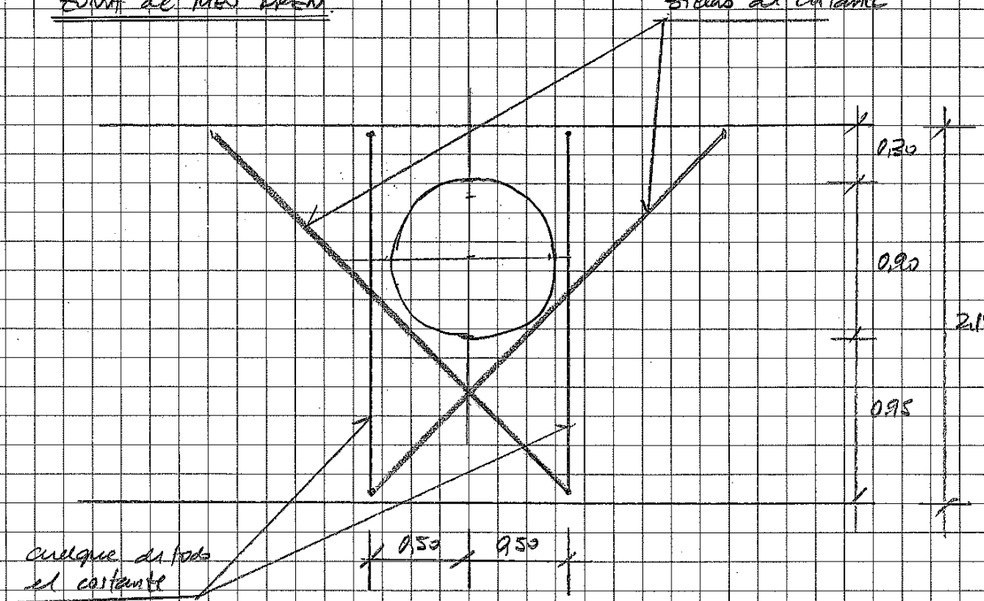
$\Big\} A_s = 69,43 cm^2/m$ hay dispuestos: $73,64 cm^2/m$ (2)

(1) Hay contacto continuo contra el terreno, no hay posibilidad de pandeo.

NOTE BOOK

ZONA de TRACCIONES

Bielas de Cortante



Cualquier de Ca reacción (a 5,50m del apoyo)

a) Traccionando fibras superiores:

$T_d = 4{,}00 \cdot 365{,}5 + 1{,}50 \cdot (-655{,}5) = -617{,}75$ kN/m

b) Traccionando fibras inferiores.

$T_d = 1{,}35(90{,}15 + 18{,}80) + 1{,}50(188{,}4 + 10{,}42) = 370{,}31$ kN/m

Cualquier de Ca reacción $T_d = 620$ kN/m

$$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}620 \text{ kN/m}}{400 \text{ MPa}} = 15{,}50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

NOTE BOOK

CORTANTES QUE DEBEN TRANSMITIRSE POR FLEXIÓN LOCAL

i) Cuando se traccionan las fibras superiores

En cualquier de Ca subparcela para los problemas hacia el apoyo, ha hace falta transmitir cortantes globales mediante flexiones locales.

Si dimensionamos Ca Ca suspensión a flexotracción:

$T_d = U \cdot f_{yd} = 73{,}635 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 434{,}80 \text{ MPa} = 3{,}202$ MN/m

$q_d = 187{,}1$ kN/m (← ver tramos centrales)

$m_d = \frac{187{,}1 \cdot 0{,}9^2}{12} = 12{,}63$ kN·m/m

$m_d = 3202$ kN/m ← ⊓ →

$A_s = 39{,}24 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s' = 35{,}5 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se cubre con 2Φ25 a 0,20 (49,09 cm²/m)

ii) Cuando se traccionan las fibras inferiores.

$m_d = 12{,}63$ kN·m/m

$d_d = U + n_d$

$U = 73{,}635 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 434{,}8 \text{ MPa} = 3{,}202$ MN/m

y $C_d = 3900$ kN/m

$n_{d\,min} = 700$ kN/m

$n_d = 12{,}63$ kN·m/m

$n_d = 3900$ kN/m

$A_s \geq 0$

$A_s' = 4{,}15 \text{ cm}^2/\text{m}$

NOTE BOOK

CORTANTES GLOBALES

Reparto proporcional a las inercias

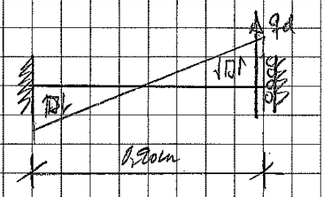
Tabla inferior: $I = \frac{1}{12} 1.0 \cdot 0.23^3 = 0.00225\ m^4/m$ → 31%

Tabla superior: $I = \frac{1}{12} 1.0 \cdot 0.95^3 = 0.07145\ m^4/m$ → 97%

Cortantes globales $v_d = 660\ kN/m$ (en la zona del tubo d'aire)

Se aplica todo en la tabla inferior

$$v_{id} = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{660\ kN/m \cdot 0.90}{2} = 297\ kN\ m/m$$



$$v_d = T_d = U = A_s \cdot f_{yd} = 40.255\ cm^2/m \cdot 434.80\ MPa = 1.750\ MN/m$$

$v_d = 1750\ kN/m \leftarrow \square \rightarrow$

↑ Cuando trabajan las fibras inferiores.

Dimensionamiento en flexotracción con programas B952.

$m_d = 297\ kN \cdot m/m$

$n_d = 1750\ kN/m \leftarrow \square \rightarrow$

$h = 0,95\ m$; $r = 0.07\ m$

$b = 1.00\ m$

$A_s \geq 28.64\ cm^2/m$

$A_s' \geq 11.61\ cm^2/m$

Se cubre con 2 ϕ25 a 0,20

(49,09 cm^2/m)

NOTE BOOK

Cortantes locales

a) Tabla superior (caso en tener tracciones en las fibras superiores)

$$v_{1d} = \frac{1821 - 0.90}{2} = 84.18\ kN/m$$

$v_d = 3202\ kN/m \leftarrow \square \rightarrow$

Obs: El axil de tracción hace que todo el cortante deba ser soportado por armadura (no hay contribución del hormigón).

$v_{su} = z \cdot A_{sx} \cdot f_{yd}$

$z = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 0.23 = 0.207\ m$

despejando $A_{sx} \geq \frac{0.07842\ kN/m}{0.207\ m \cdot 434.80\ MPa} = 10.17\ cm^2/m/m$

Se coloca con planos a 0,20 de 2 ramas

ϕ10 a 0,60 (13.08 $cm^2/m/m$)

Tabla superior (caso de tener las fibras superiores comprimidas)

$v_{1d} = 84.18\ kN/m$

$v_d = 3900\ kN/m$

$A_s = 49.09\ cm^2/m$

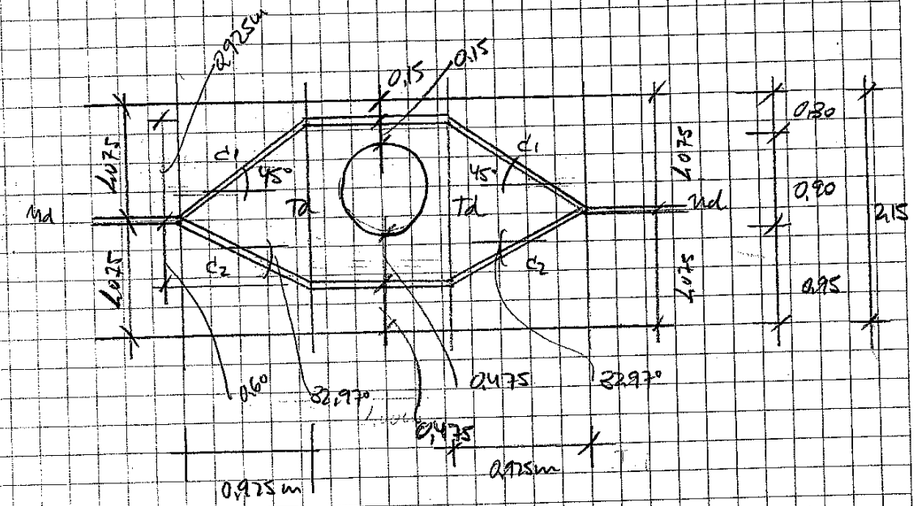
$A_{sx} \geq 0.00\ cm^2/m$

b) Tabla inferior

$h = 0.95\ m$; $l = 0.90$ ← Funciona como viga de gran canto. Las bielas de cortante pasan directamente a los apoyos — No hace falta armadura de cortante

NOTE BOOK

COMPORTAMIENTO FRENTE A AXIL



$Md = 1050\ kN/m \times 1,50 = 1575\ kN/m$

$$\begin{cases} C_1 \cdot \cos 45° + C_2 \cdot \cos 82,97 = Md \\ C_1 \cdot \operatorname{sen} 45° = C_2 \cdot \operatorname{sen} 82,97° \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0,707\ C_1 + 0,839\ C_2 = 1575 \\ 0,707\ C_1 - 0,544\ C_2 = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} C_1 = 876,27\ kN/m \\ C_2 = 1158,8\ kN/m \end{cases}$$

$Td = C_1 \cdot \operatorname{sen} 45° = 876,27\ kN/m \times \cos 45° = 619,62\ kN/m$

$Td = 0,620\ MN/m$

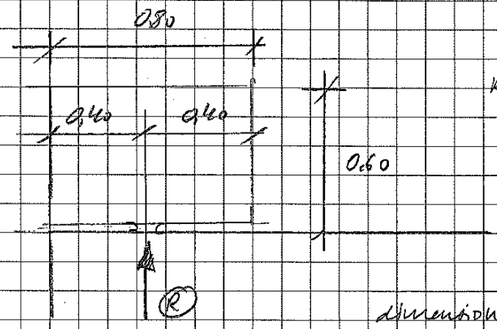
$$A_s \geq \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{0,62\ MN/m}{400\ MPa} = 15,5\ cm^2/m$$

Si dispone en el mismo plano que la armadura de cuelgue

$A_{s\,total} = 15,50 + 15,5 = 31,0\ cm^2/m$

Si disponemos 6 ramas $\phi 20$ a 0,60 $A_s = 31,42\ cm^2/m$

APOYO EN MÉNSULAS CORTAS



$R_d = 1240\ kN/m$

dimensionamiento como ménsula corta. Método TCE "Hormigón Armado" Pedro J. Montoya et. al.

1) Armadura de flexión

$R_d = 1240\ kN/m$, $e = 0,40m$ → $M_{nd} = 496\ kN \cdot m/m$

dimensionamiento con $0,8d = 0,80 \cdot 0,50 = 0,40m = z$

$$U = C = \frac{M_d}{z} = \frac{0,496\ MN \cdot m/m}{0,40m} = 1,24\ MN/m$$

$$A_1 = \frac{U}{f_{yd}} = \frac{1,24\ MN/m}{400\ MPa} = 31,0\ cm^2/m$$

Cuantía mínima para evitar fallos frágil tras la fisuración

$$A_s \geq 0,04 \cdot 0,60 \cdot \frac{25/1,50}{400} = 10,0\ cm^2/m$$

↑ Si cubre sobradamente.

b) Armadura necesaria por cortante

$$A_0 = \frac{Frd}{\mu \cdot fyd} = \frac{1,250\ MN/m}{1,0 \cdot 400\ MPa} = 31,25\ cm^2/m$$

iii) Comprobación en tensión rasante máxima.

$$\tau_{rd} = \frac{Frd}{b \cdot d} \leq 0,25\ f_{cd} = 4,17\ MPa \quad (\leq 5,0\ MPa)$$

$$\tau_{rd} = \frac{1,25\ MN/m}{1,00 \cdot 0,50\ m} = 2,50\ MPa \quad \underline{OK!}$$

iv) Armadura necesaria por esfuerzos horizontales

$A_h = 0,00\ cm^2/m$

$A_H = A_0 + A_h = 31,25\ cm^2/m$

$A_6 = 1,5 \cdot A_1 + A_h = 1,5 \cdot 31,0 = 46,5\ cm^2/m$

Como $A_6 > A_H$ →

armadura principal $A_1 = A_1 + A_h = 31,0\ cm^2/m$

armadura secundaria $A_2 = \frac{1}{2} A_1 = 15,5\ cm^2/m$

$A_{total} = 46,5\ cm^2/m$

↳ Se dispone toda la armadura en un único taladro.

Se cubre con $\phi 32$ a 0,75 + $\phi 25$ a 0,25 (alternados)

(Adisp = 51,8 cm^2/m)

OK!

CUELGUE DE LA REACCIÓN

$Td = 660\ kN/m$

$$A_s \geq \frac{Td}{fyd} = \frac{0,66\ MN/m}{400\ MPa} = 16,50\ cm^2/m$$

↑ 2 ramas $\phi 20$ a 0,25 ($25,136\ cm^2/m$)

OK!

CAN TUNIS U.T.E.

CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

FASES 4; 5 y 6 DEL CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO -B-17- Y TRAMO ENTRE CRUCE B-17 Y TRAMO DE PRUEBAS.

PK: 706+525.62 a 706+765

CONTRABÓVEDA.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 3054
Fecha 14/02/05
CAN TUNIS - D - CT - C - 0157 r0

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 1 de febrero de 2006

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
TRAMO ENTRE EL CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO Y EL TRAMO DE PRUEBAS
706+550 a 706.765

CONTRABÓVEDA.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Se trata de la contrabóveda del tramo del Falso Túnel de Can Tunis comprendida entre los PK: 706+525 y 706+765 de la traza, correspondiente al Tramo entre el Cruce con la carretera de Barcelona al enlace con el Aeropuerto (B-17) y el Tramo de Pruebas. Se incluye, además, el tramo de contrabóveda del Falso Túnel de Can Tunis correspondiente al ramal al aeropuerto, entre el PK:0+111.89 y el PK: 0+200.00

En este tramo la luz de la contrabóveda entre hastiales es constante e igual a 11,0 m, con una profundidad máxima en su eje de z = -9,50 m. Se realiza la siguiente zonificación

- Tramo 1: 706+525.62 a 706+700 del tronco principal (Contrabóveda circular de 17,3 m de radio de curvatura y de 0,60 m de espesor, con la cara superior a 2.15m del carril en el eje del Falso Túnel). Consta de tres subtramos:
  - i) Tramo entre 706+525.62 y 706+531.785: Contrabóveda de anchura variable entre 11.00m y 11.30m, con apoyo directo en las pantallas exteriores y en las pantallas intermedias.
  - ii) Tramo entre 706+531.785 y 706+548.127: Contrabóveda de anchura constante de 11.00m, con apoyo directo en las pantallas exteriores y en recrecidos en la pantalla intermedia longitudinal.
  - iii) Tramo entre 706+548.127 y 706+700.00: Contrabóveda de anchura constante de 11.00m, con apoyo directo en las pantallas.
- Tramo 2: 706+700 a 706+754.869 del tronco principal (Contrabóveda circular de 17,3 m de radio de curvatura y de 0,60 m de espesor, con la cara superior a 2.20m del carril en el eje del Falso Túnel)
- Tramo 3: 706+754.869 a 706+765: Losa de fondo plana de 1.0m de espesor.
- Tramo 4: 0+111.89 a 0+200 del ramal al aeropuerto (Contrabóveda circular de 17,3 m de radio de curvatura y de 0,60 m de espesor, con la cara superior a 2.15m del carril en el eje del Falso Túnel). Consta de tres subtramos:
  - i) Tramo entre 0+111.89 y 0+120.823: Contrabóveda de anchura variable entre 11.00m y 11.30m, con apoyo directo en las pantallas exteriores y en las pantallas intermedias.
  - ii) Tramo entre 0+120.823 y 0+140.943: Contrabóveda de anchura constante de 11.00m, con apoyo directo en las pantallas exteriores y en recrecidos en la pantalla intermedia longitudinal.
  - iii) Tramo entre 0+140.943 y 0+200: Contrabóveda de anchura constante de 11.00m, con apoyo directo en las pantallas.

Los tramos 1, 2 y 4 son idénticos, dado que las presiones de agua y las reacciones de las pantallas sobre la contrabóveda son prácticamente iguales.

El Tramo 3, planteado con una losa plana, resulta de la necesidad de dejar espacio para el tubo que conduce las aguas recogidas en el drenaje longitudinal del Falso Túnel al Pozo de Bombas.

En los tramos 1 y 4 es necesario disponer unos recrecidos de apoyo de la contrabóveda en las pantallas intermedias cuando la separación entre estas es de más de 11.0m y en la zona de bataches en "T".

Para cubrir el hueco entre la contrabóveda curva y la losa de fondo plana se dispone un muro extremo que sirve de freno a la entrada de agua.

Toda la definición geométrica y estructural de la contrabóveda y losa de fondo de este tramo puede consultarse con detalle en el apartado "Planos" de este documento.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

La contrabóveda del tramo de pruebas está armada con la cuantía mínima a flexión (para evitar el fallo frágil tras la fisuración), por lo que no se prevé una posible reducción de su armado y se adopta éste como punto de partida para el Tramo objeto de diseño.

Para los tramos 1, 2 y 4 se realiza una verificación del armado frente a las acciones que le son propias (la subpresión máxima de agua y la reacción de apoyo de las pantallas sobre la contrabóveda, obtenida del análisis teórico de éstas). El resto de acciones sobre la contrabóveda – peso propio, cargas permanentes y tráfico ferroviario - toman el mismo valor que en el Tramo de Pruebas.

Las hipótesis de cálculo que se ha adoptado para el análisis de la contrabóveda coinciden son 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 en las pantallas se modela con un muelle equivalente de 180000 kN/m/m.
- 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 contrabóveda, obtenida del análisis teórico de éstas últimas (Ver Nota de Cálculo correspondiente de las pantallas del tramo de Cruce con la B-17, y del Tramo entre el Cruce con la B-17 y el Tramo de Pruebas).

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 contrabóveda.

La acción más restrictiva sobre la contrabóveda es la subpresión de agua, que en este tramo alcanza un valor máximo equivalente a una columna de 11,50 m. Una vez realizadas las correspondientes verificaciones se concluye que no es necesario aumentar el armado en ninguna de las secciones.

En cualquiera de los tramos objeto de este informe la subpresión sobre la contrabóveda es igual al considerado en el Tramo de Pruebas y la reacción de apoyo de las pantallas sobre las pantallas toma valores muy similares a los de dicho Tramo, por lo que el detalle de conexión contrabóveda-pantallas sigue siendo válido.

Para el tramo final resuelto con una losa plana, se realiza un análisis específico como losa, similar al de la contrabóveda pero sin desarrollar un trabajo por forma.

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

3. CONCLUSIONES.

El diseño de la contrabóveda para el Tramo de Pruebas es válido para la contrabóveda en el tramo comprendido entre los PK: 706+525.62 y 706+755 del tronco principal y entre los PK: 0+111.89 y 0+200 del Ramal al Aeropuerto.

En el tramo entre los PK: 706+755 y 706+765 es necesario disponer una losa plana por condicionante geométricos.



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

Barcelona, a 1 de febrero de 2006

CONTRABÓVEDA

Tramo pK 706+549 al 706+760

Acciones

- peso propio + carga permanente
- axil transmitido por las pantallas
- Cortante transmitido por las pantallas (descenso global de la estructura y reacción contra el terreno)
- subpresión de agua
- tráfico sobre la contrabóveda

Hipótesis de dimensionamiento

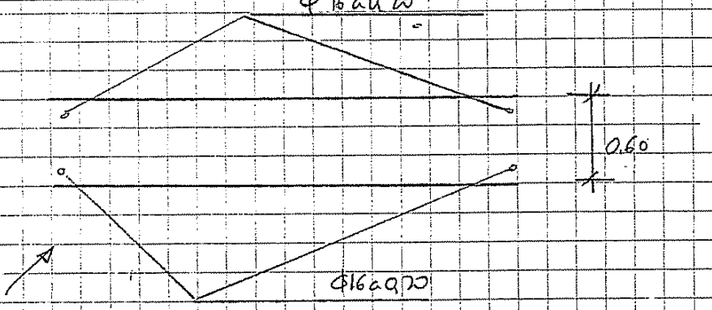
a) Máximo axil + flector concomitante
b) Mínimo axil + flector concomitante
c) Máximo flector + axil concomitante

Modelo de cálculo

Ver "nota de cálculo" de la contrabóveda del "tramo de prueba"

K_H = 180 000 KN/m/m = rigidez del apoyo de la contrabóveda contra las pantallas

Armadura contrabóveda



Armadura dispuesta en el tramo de pruebas

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

- $A_s \geq 0.04\ A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 0.60 \cdot \frac{25/1.5}{434.8} = 9.20\ cm^2/m$ lado

- A_s disp = $10.06\ cm^2/m$

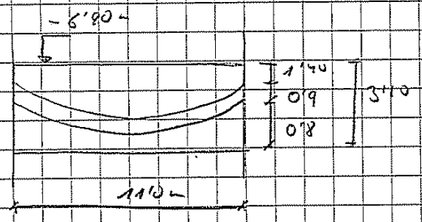
La armadura dispuesta es ligeramente superior a la armadura mínima — No debe disminuirse. Se comprueba en el resto tramos

(Serían hipótesis en que se traccione la cara superior y así en las que se traccione la cara inferior — debe disponerse en las dos caras)

SUBPRESIÓN MÁXIMA EN CONTRABÓVEDA

pK 706+549 a 706+780

$z_{cant} = -6'90$ m



profundidad máxima de la contrabóveda

$z = -6'90 - 1'14 - 0'9 = -9'12$ m

dimensionado por $z = -9'50$ m

NF pétreo en $z = +2'00$ m

Columna máxima de agua sobre la contrabóveda $h = 9'50 + 2'00 = 11'50$ m

$h = 11'50$ m

REACCIÓN DE LAS PANTALLAS SOBRE LA CONTRABÓVEDA

(Cruce B-17)

Faje 4	$r_{máx}$ = 112 Tn/m	r_{min} = 95 Tn/m
Faje 5	$r_{máx}$ = 112 Tn/m	r_{min} = 95 Tn/m
Faje 6	$r_{máx}$ = 110 Tn/m	r_{min} = 96 Tn/m

Tramo B-17 a tramo pruebas

Tramo 1-2	$r_{máx}$ = 135 Tn/m	r_{min} = 104 Tn/m

dimensionamos con $r_{máx}$ = 135 Tn/m

r_{min} = 90 Tn/m

DIMENSIONAMIENTO

a) Máximo axil + flector concomitante

El máximo axil corresponde a:

- → peso propio
- → máxima reacción pantallas 135 Tn/m = 1350 KN
- → máxima subpresión
- → máximo empuje global de la estructura

Determinación del esquema estático

Sumando las reacciones contra el terreno resulta que el tramo está totalmente traccionado.

→ Archivo contrabóveda 2-SOS (en CONTRABÓVEDA III)

Combinación de acciones

1'0 g_1 + 1'5 reac. pantallas + 1'5 subpresión + 1'5 empuje global

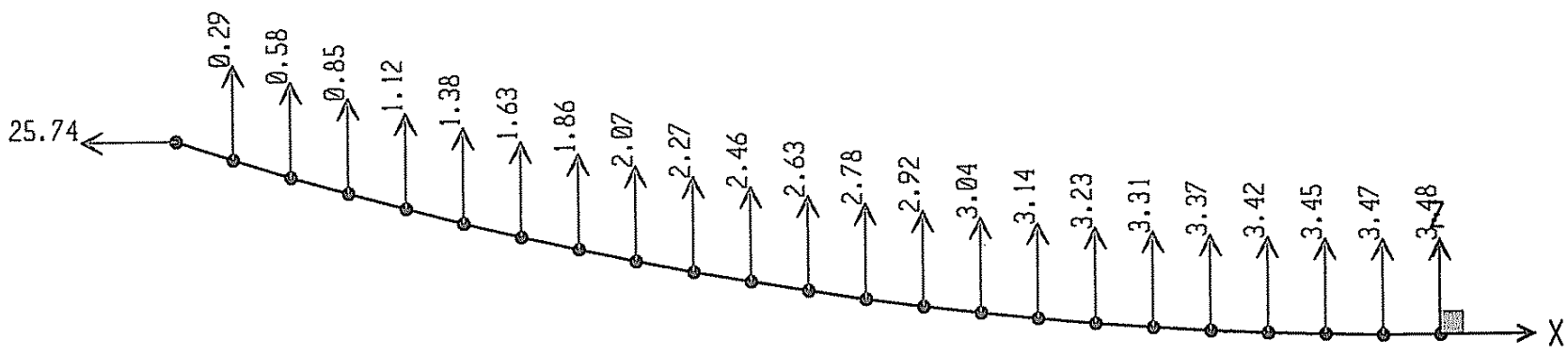
$R_{máx} = 1350$ KN

$R_{bf} = 1000$ KN

→ scale factor = 1'35

SAP2000 12/15/05 9:49:08

Reacciones de peso propio

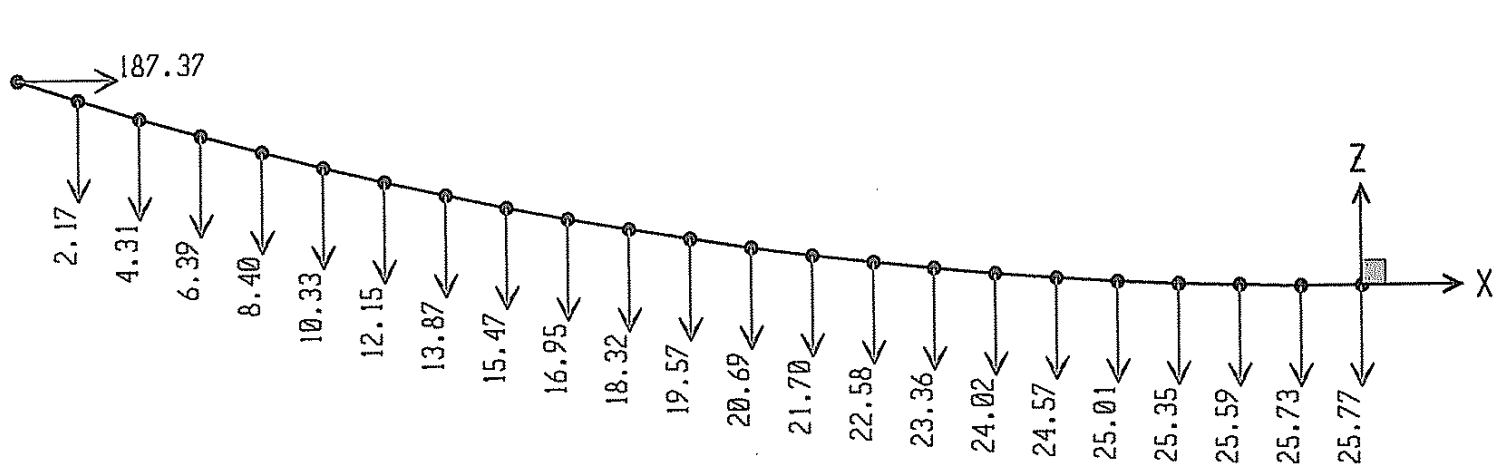


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (LOAD1) - KN, m, C Units

(11)

SAP2000 12/15/05 9:51:39

Reacción por la subpresión

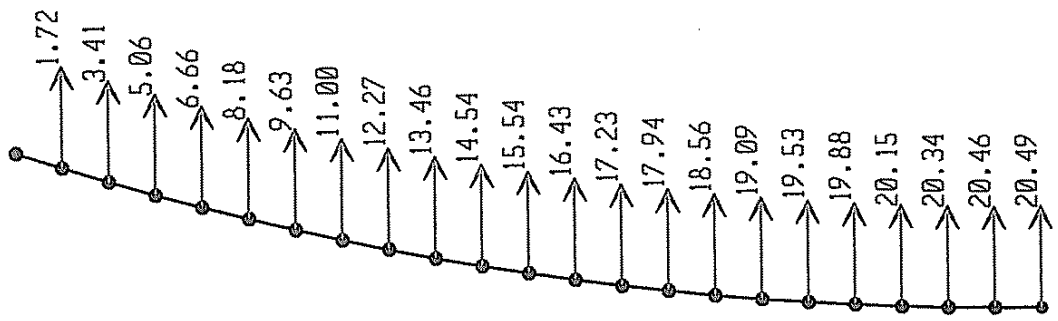


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (SUBPRES) - KN, m, C Units

(9)

SAP2000 12/15/05 9:53:42

Reacciones de axil máximo transmitido por los pantallas

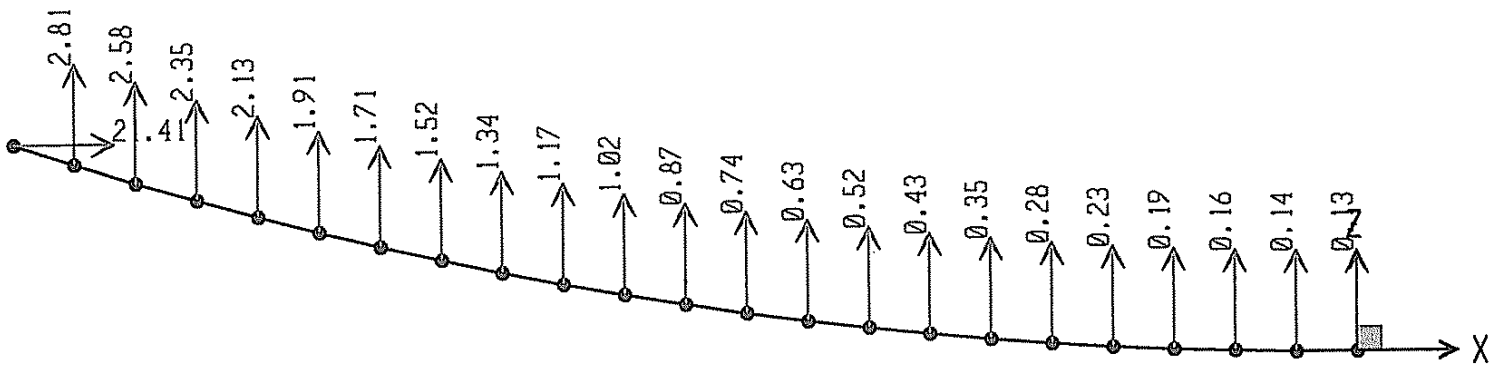


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (PANTMAX) - KN, m, C Units

(E)

SAP2000 12/15/05 9:52:26

Reacciones debidas al descenso global de la estructura



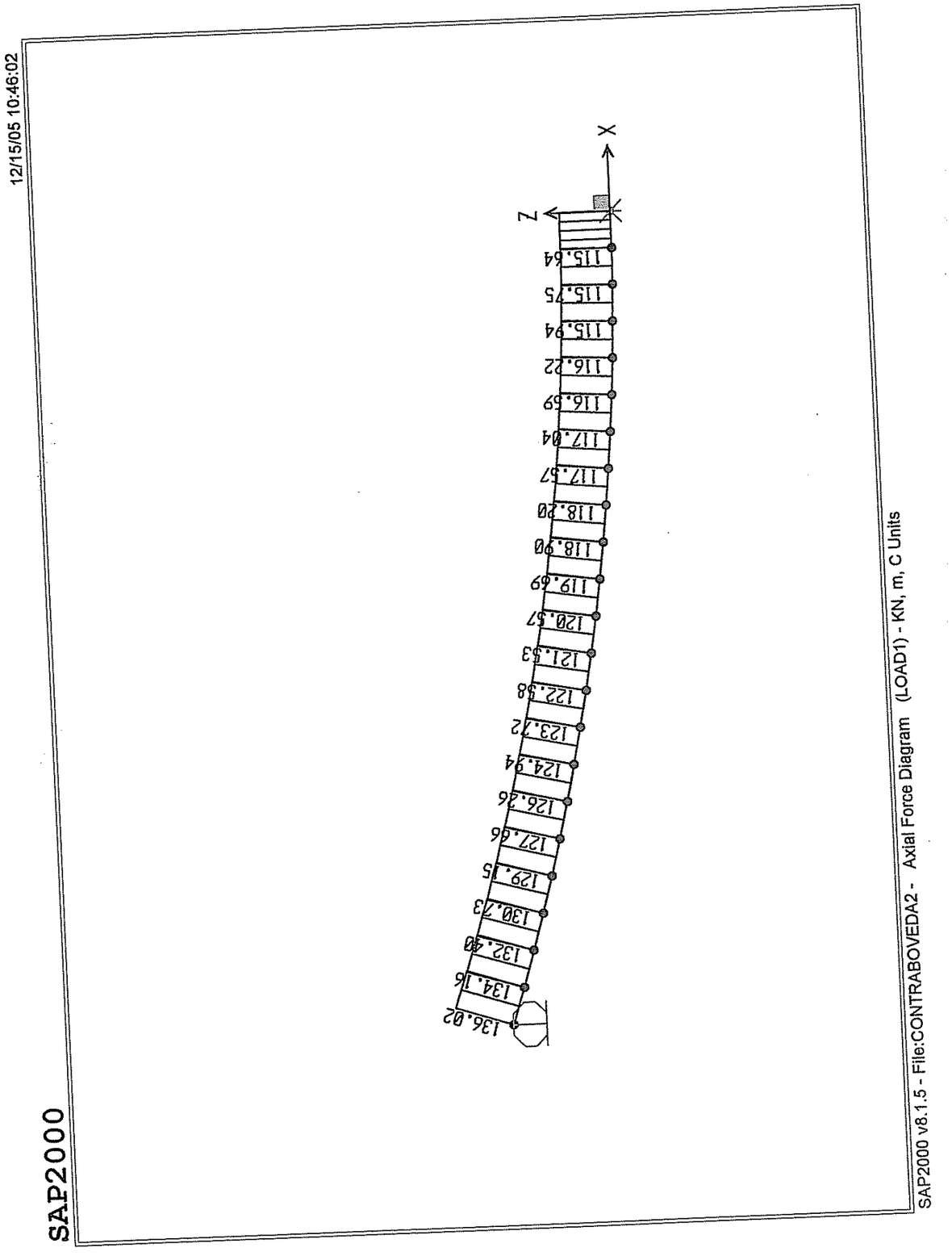
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (DESCAP) - KN, m, C Units

(8)

(9)

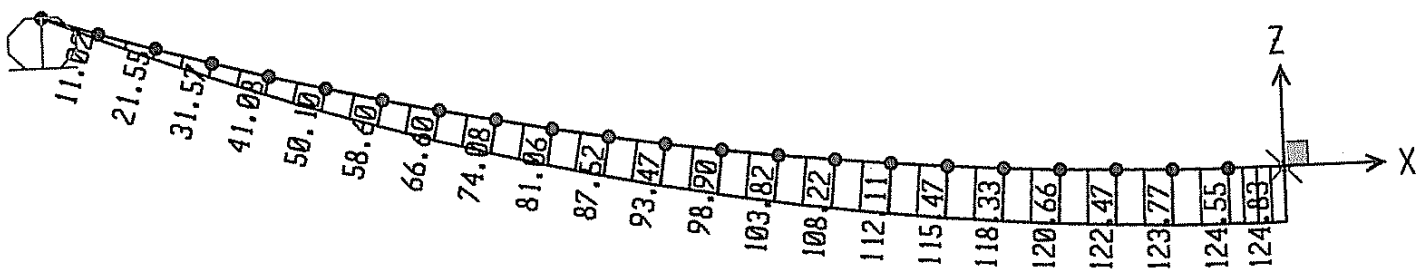
g1	subpresión	reacc pant	desc estructura	total
0.29	-2.17	1.72	2.81	2.65
0.58	-4.31	3.41	2.58	2.26
0.85	-6.39	5.06	2.35	1.87
1.12	-8.4	6.66	2.13	1.51
1.38	-10.33	8.18	1.91	1.14
1.63	-12.15	9.36	1.71	0.55
1.86	-13.87	11	1.52	0.51
2.07	-15.47	12.27	1.34	0.21
2.27	-16.95	13.46	1.17	-0.05
2.46	-18.32	14.54	1.02	-0.3
2.63	-19.57	15.54	0.87	-0.53
2.78	-20.69	16.43	0.74	-0.74
2.92	-21.7	17.23	0.63	-0.92
3.04	-22.58	17.94	0.52	-1.08
3.14	-23.36	18.56	0.43	-1.23
3.23	-24.02	19.09	0.35	-1.35
3.31	-24.57	19.53	0.28	-1.45
3.37	-25.01	19.88	0.23	-1.53
3.42	-25.35	20.15	0.19	-1.59
3.45	-25.59	20.34	0.16	-1.64
3.47	-25.73	20.46	0.14	-1.66
3.48	-25.77	20.49	0.13	-1.67

(10)



12/15/05 10:46:37

SAP2000

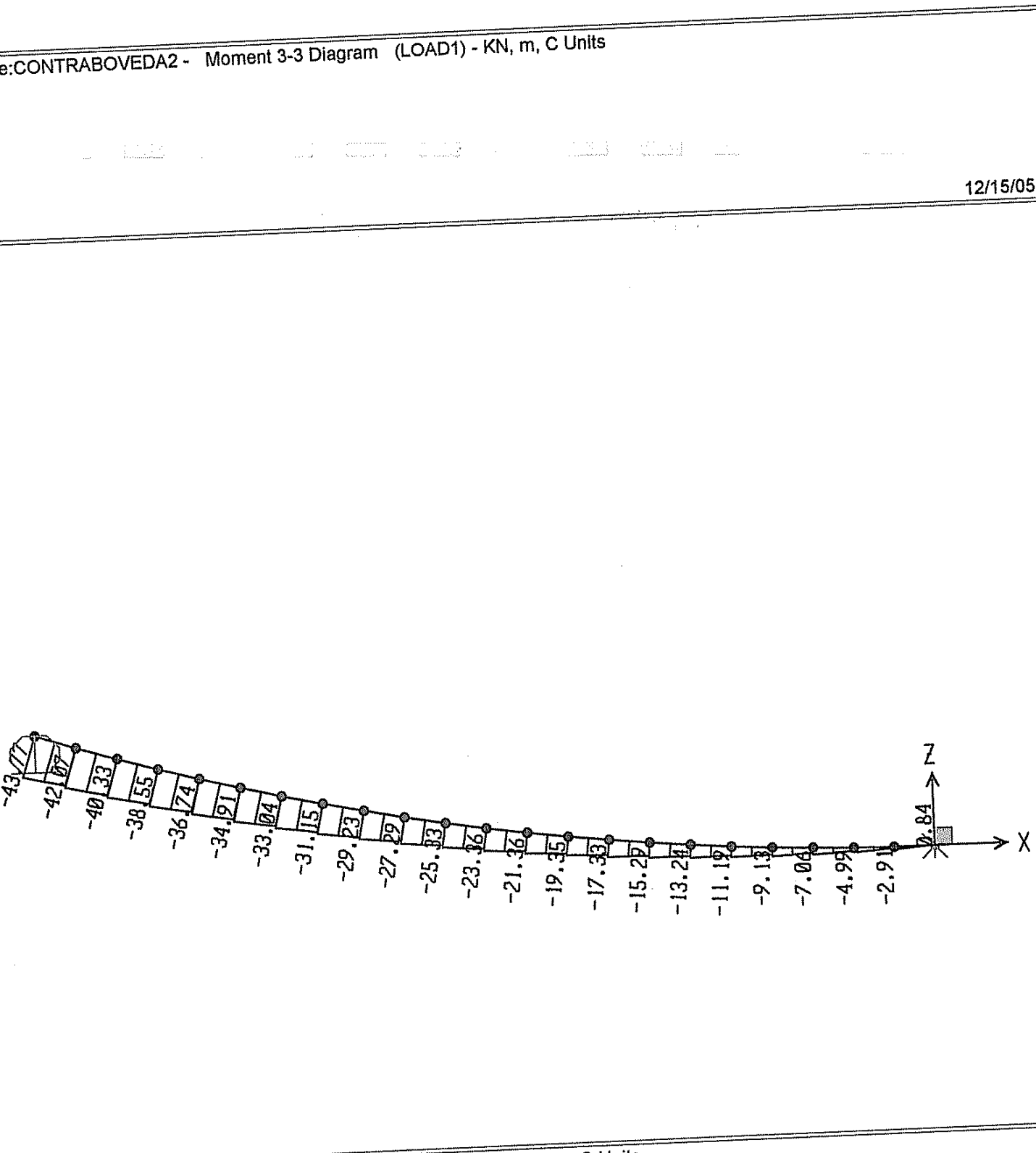


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

(11)

12/15/05 10:46:59

SAP2000

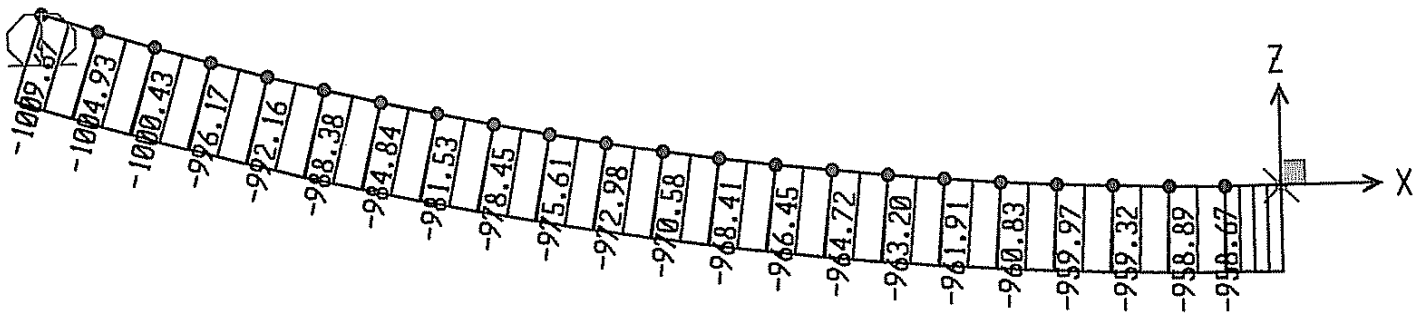


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

(12)

SAP2000

12/15/05 11:24:25

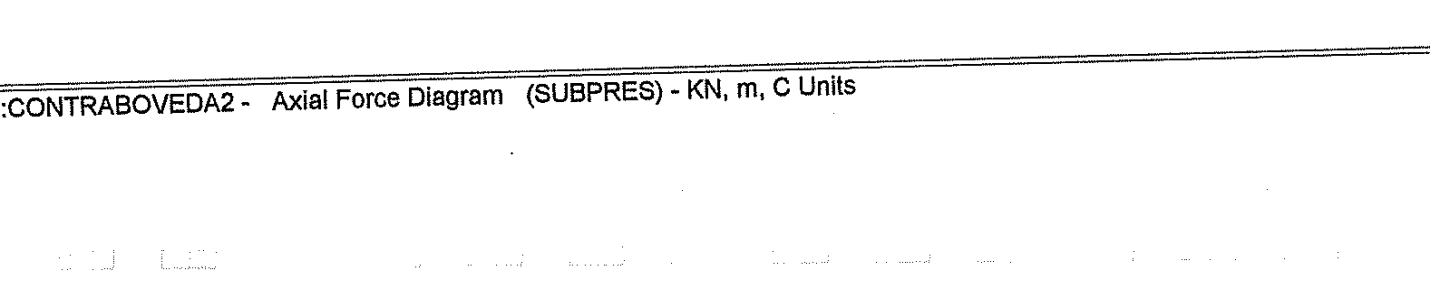


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Axial Force Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

(13)

SAP2000

12/15/05 11:24:56

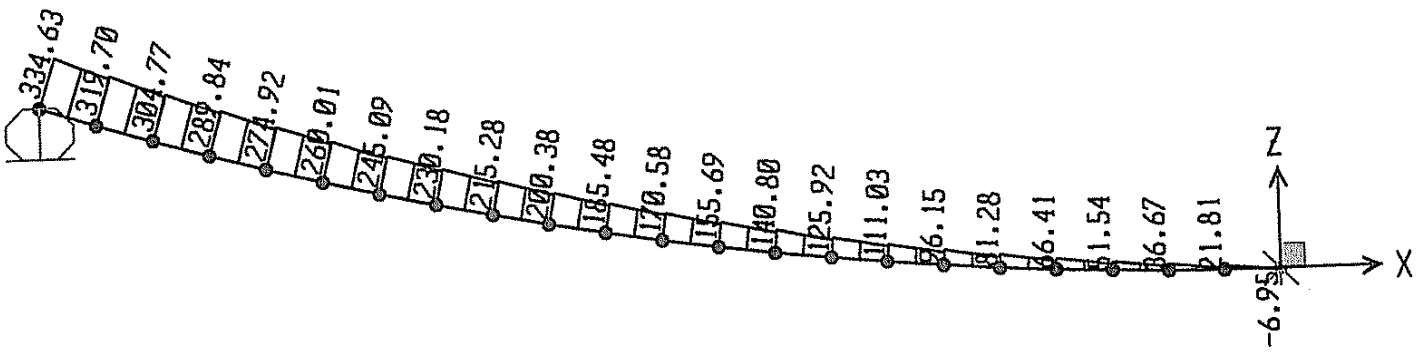


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

(14)

SAP2000

12/15/05 10:47:55

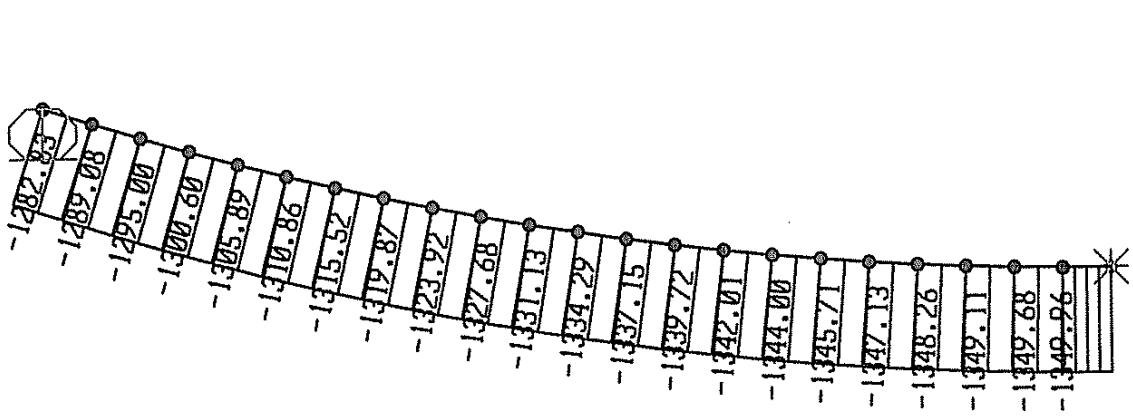


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

15

SAP2000

12/15/05 12:31:01

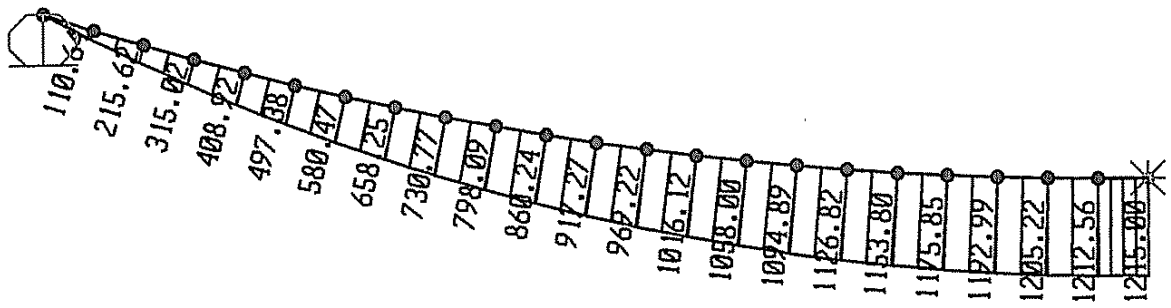


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Axial Force Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

91

SAP2000

12/15/05 12:34:05

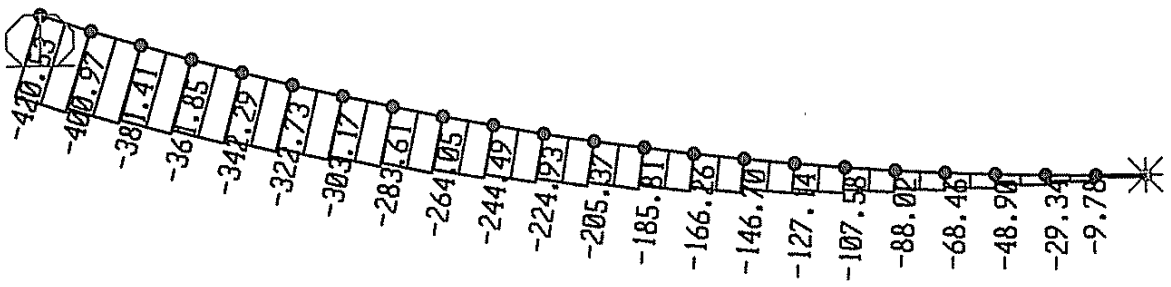


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

17

SAP2000

12/15/05 12:33:52



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

18

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÁXIMO AXIL Y FLECTORES + CORTANTES CONCOMITANTES

AXILES

g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO
-136.02	1009.67	1282.83	3302.73
-134.16	1004.93	1289.08	3306.86
-132.4	1000.43	1295.00	3310.75
-130.73	996.17	1300.60	3314.43
-129.15	992.16	1305.89	3317.93
-127.66	988.38	1310.86	3321.20
-126.26	984.84	1315.52	3324.28
-124.94	981.53	1319.87	3327.16
-123.72	978.45	1323.92	3329.84
-122.58	975.61	1327.68	3332.36
-121.53	972.98	1331.13	3334.64
-120.57	970.58	1334.29	3336.74
-119.69	968.41	1337.15	3338.65
-118.9	966.45	1339.72	3340.36
-118.2	964.72	1342.01	3341.90
-117.57	963.20	1344.00	3343.23
-117.04	961.91	1345.71	3344.39
-116.59	960.83	1347.13	3345.35
-116.22	959.97	1348.26	3346.13
-115.94	959.32	1349.11	3346.71
-115.75	958.89	1349.68	3347.11
-115.64	958.67	1349.96	3347.31
-115.64	958.67	1349.96	3347.31

3347.31

FLECTORES

g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO
0.00	0.00	0.00	0.00
11.02	-84.06	110.64	50.89
21.55	-163.82	215.62	99.25
41.08	-239.34	315.02	154.60
50.10	-310.68	408.92	197.46
58.60	-377.90	497.38	237.82
66.60	-441.03	580.47	275.76
74.08	-500.12	658.25	311.28
81.06	-555.22	730.77	344.39
87.52	-606.36	798.09	375.12
93.47	-653.58	860.24	403.46
98.90	-696.91	917.27	429.44
103.82	-736.38	969.22	453.08
108.22	-772.02	1016.12	474.37
112.11	-803.84	1058.00	493.35
115.47	-831.87	1094.89	510.00
118.33	-856.12	1126.82	524.38
120.66	-876.62	1153.80	536.43
122.47	-893.38	1175.85	546.18
123.77	-906.40	1192.99	553.66
124.55	-915.69	1205.22	558.85
124.83	-921.26	1212.56	561.78
124.83	-926.33	1215.00	557.84

561.78

CORTANTES

g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO
-43.77	334.63	-420.53	-172.62
-42.07	319.70	-400.97	-163.98
-40.33	304.77	-381.41	-155.29
-38.55	289.84	-361.85	-146.57
-36.74	274.92	-342.29	-137.80
-34.91	260.01	-322.73	-128.99
-33.04	245.09	-303.17	-120.16
-31.15	230.18	-283.61	-111.30
-29.23	215.28	-264.05	-102.39
-27.29	200.38	-244.49	-93.46
-25.33	185.48	-224.93	-84.51
-23.36	170.58	-205.37	-75.55
-21.36	155.69	-185.81	-66.54
-19.35	140.80	-166.26	-57.54
-17.33	125.92	-146.70	-48.50
-15.29	111.03	-127.14	-39.46
-13.24	96.15	-107.58	-30.39
-11.19	81.28	-88.02	-21.30
-9.13	66.41	-68.46	-12.21
-7.06	51.54	-48.90	-3.10
-4.99	36.67	-29.34	6.01
-2.91	21.81	-9.78	15.14
-0.84	-6.95	0.00	-11.27

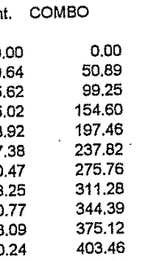
-172.62

(19)

(20)

VERIFICACION A FLEXION

Seccion:



$M_{y\,max} = 3347.31$ KN/m

$M_{plastic} = 5621.76$ KN-m/m

CSA = 1.40 ok

$M_{plastic} = 5621.76$ KN-m/m

$M_{y\,max} = 3347.31$ KN/m ok

Verificación a cortante

Sección más crítica de cortante $V_u = 3347.31$ KN/m

$A_s = \phi 16 = 0.20$ $A_s = 10.053$ cm²/m

$V_{cu} = 453.6$ KN / 0.9 = 504.0 KN (Control) = V_{cu}

V_u max = 1182.62 KN

→ ok

b) Mínimo axil + flector concomitante

El axil mínimo se obtiene con

- → peso propio
- → cargas permanentes (g1 y g2)
- → Tráfico
- → Reacción mínima de las pantallas.

(del lado seguro no se considera la subpresión, no es limitante)

Determinación del esquema estático

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

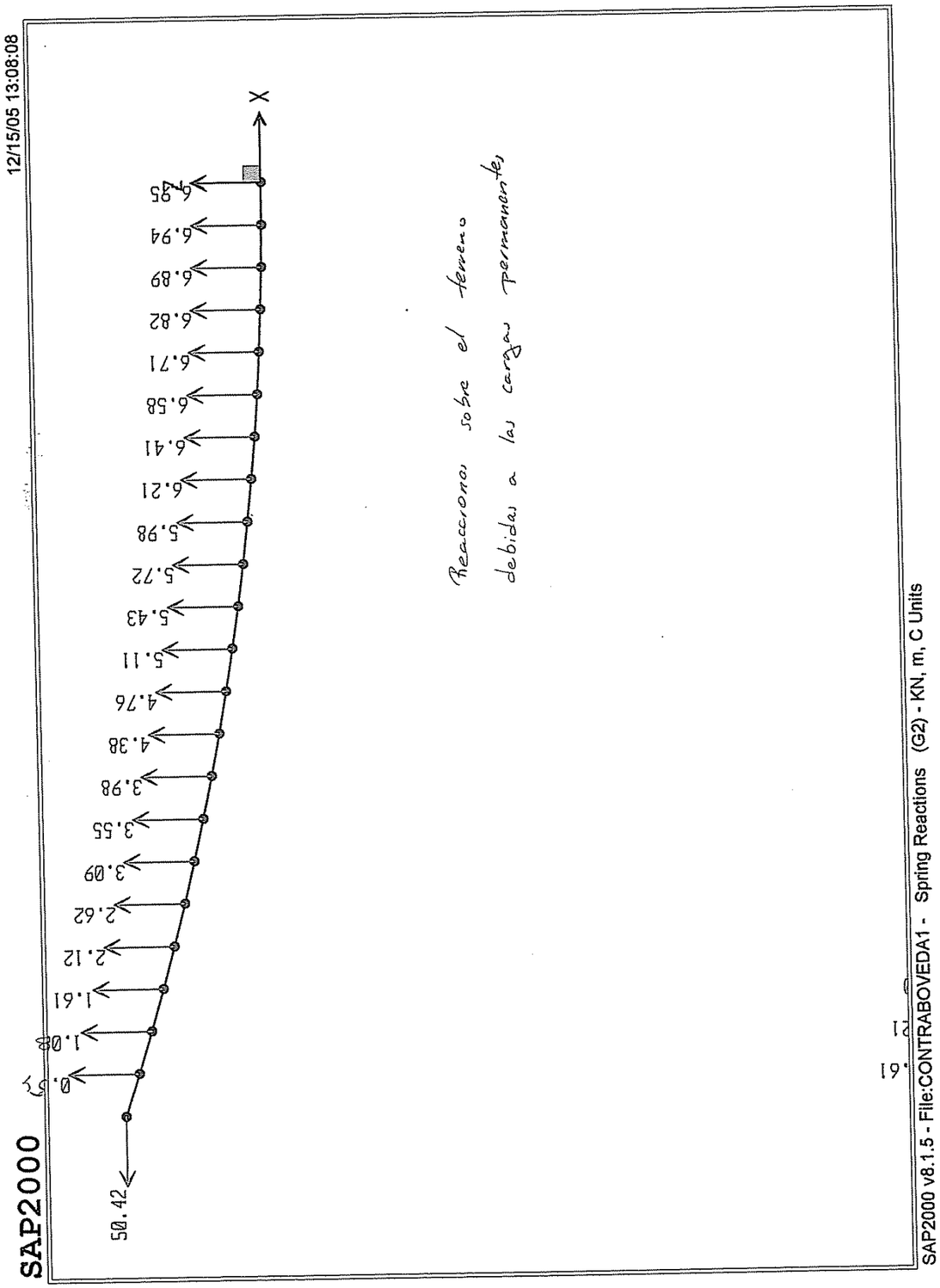
→ Archivo SAP: contra bóveda 1.SDB



Combinación de acciones

$1'35\,g_1 + 1'50\,g_2 + 1'50$ Tráfico $+ 1'00$ R mín pantalla.

NOTE BOOK

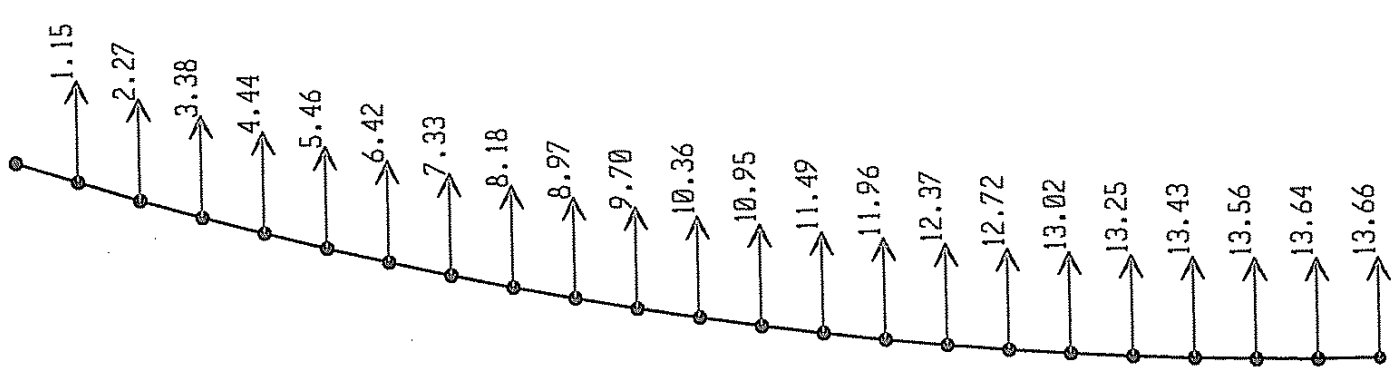


Reacciones sobre el terreno debidas a las cargas permanentes

SAP2000

12/15/05 13:09:39

Reacciones sobre el terreno debidas a la reacción de las pantallas sobre la contra bóveda

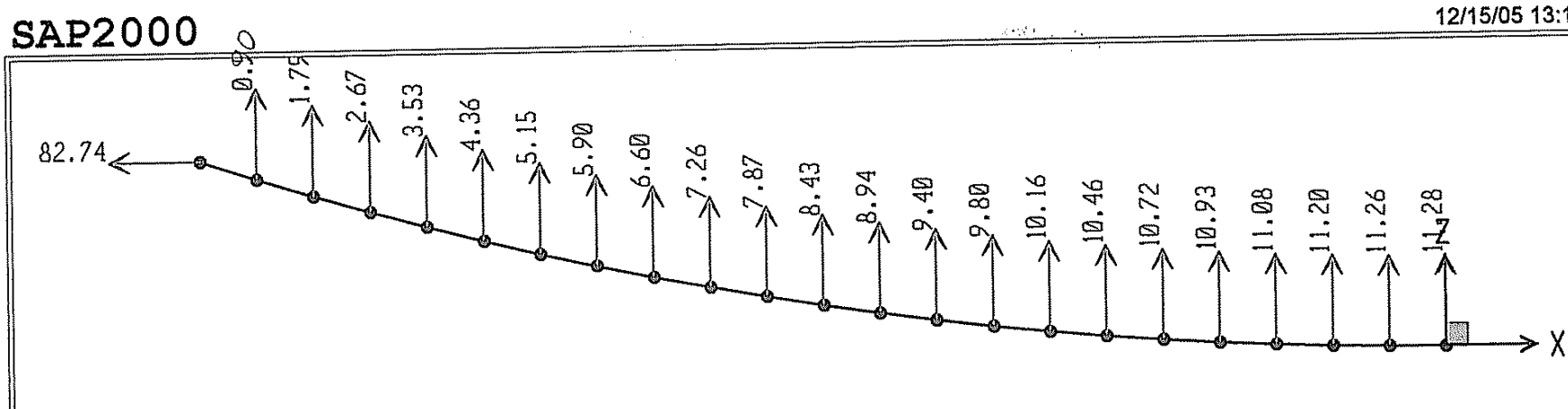


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (PANTMIN) - KN, m, C Units

(23)

SAP2000

12/15/05 13:10:04



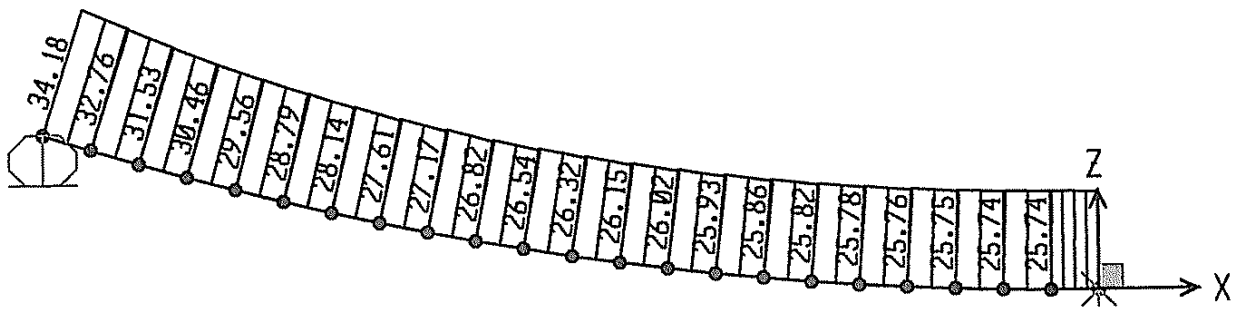
Reacciones sobre el terreno debidas al tráfico.

SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (TRAFICO) - KN, m, C Units

(24)

SAP2000

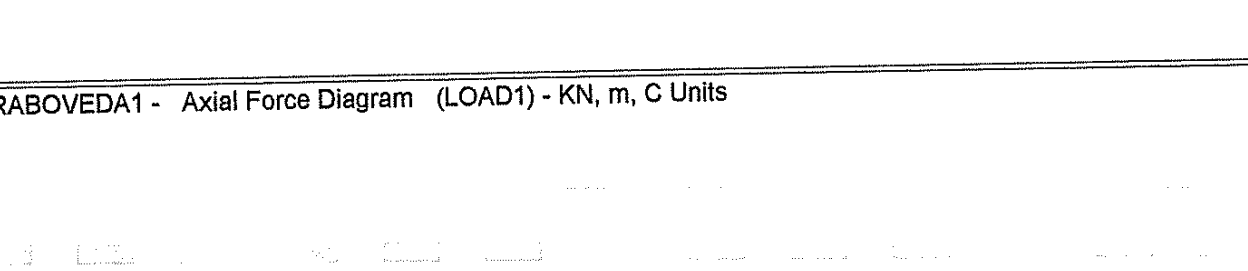
12/15/05 13:21:41



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

SAP2000

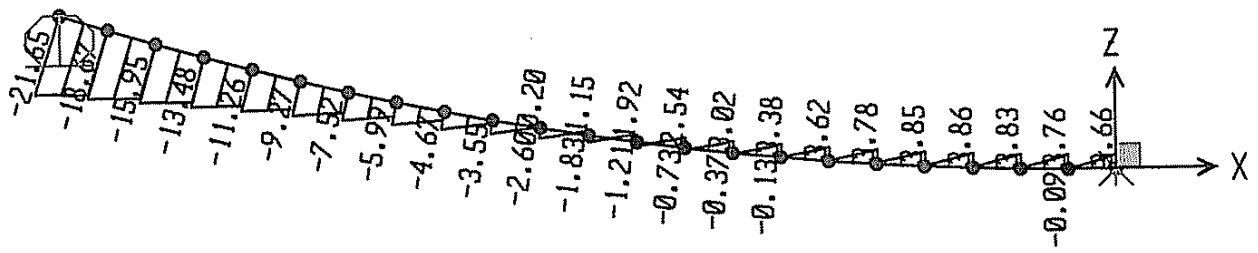
12/15/05 13:23:32



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

SAP2000

12/15/05 13:23:58

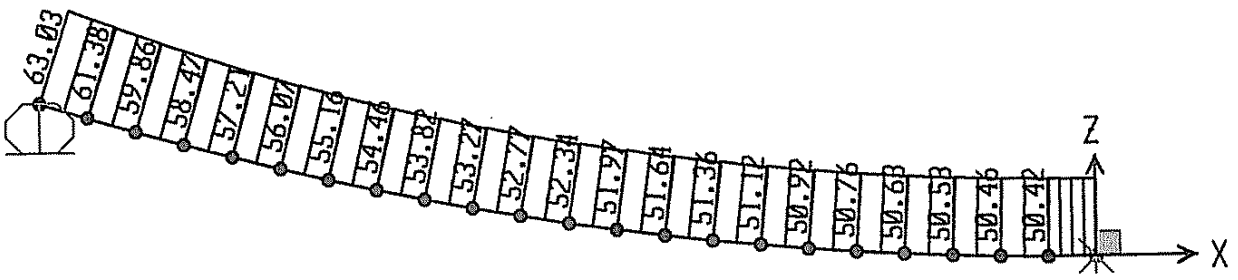


27

SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

SAP2000

12/15/05 13:25:08

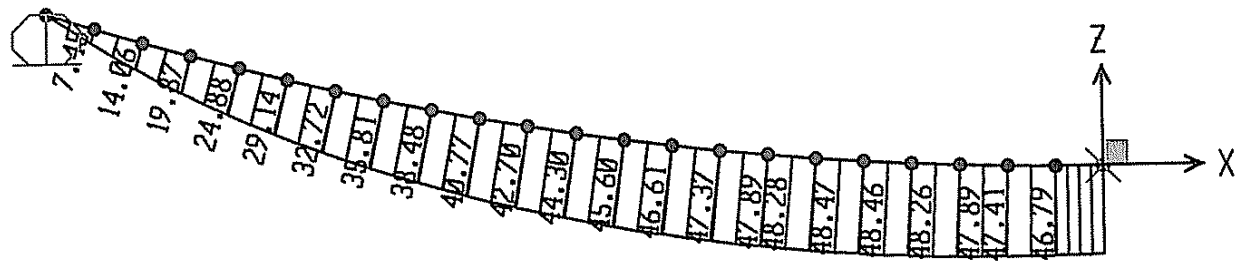


80

SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (G2) - KN, m, C Units

SAP2000

12/15/05 13:25:24

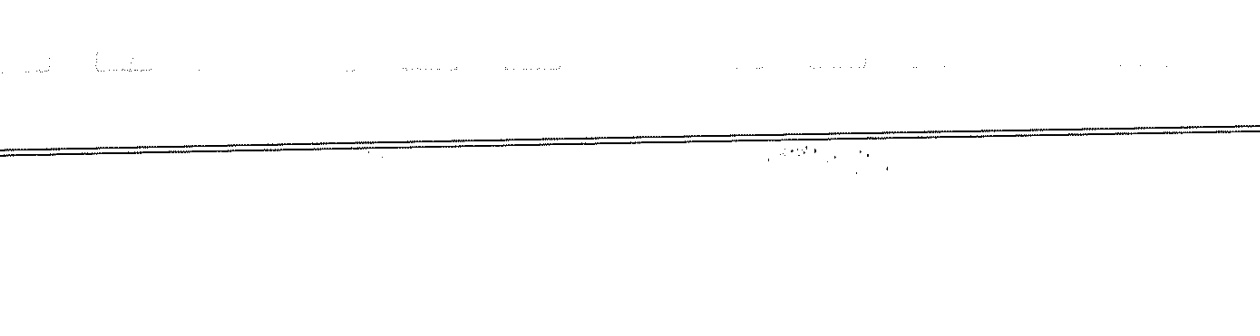


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (G2) - KN, m, C Units

24

SAP2000

12/15/05 13:25:35

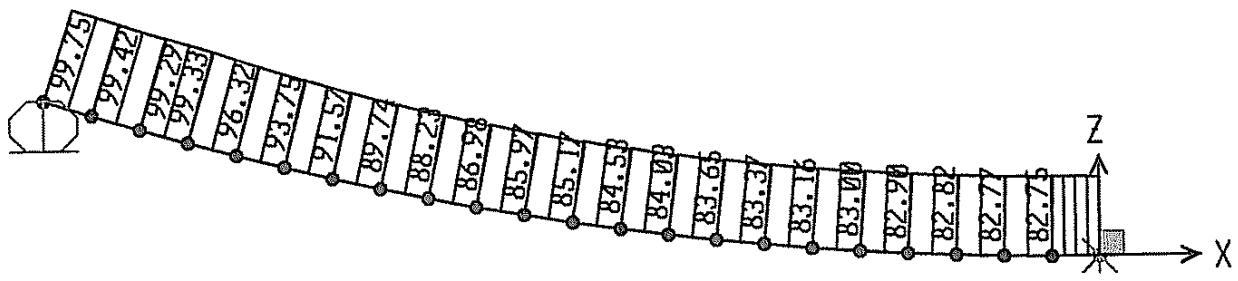


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (G2) - KN, m, C Units

25

SAP2000

12/15/05 13:25:54

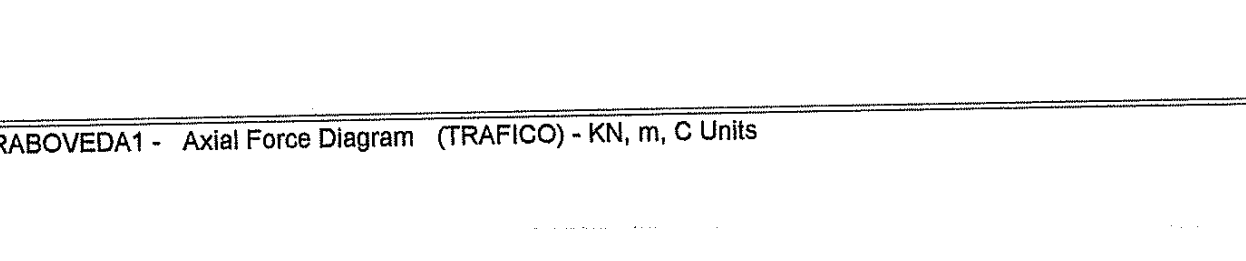


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (TRAFICO) - KN, m, C Units

31

SAP2000

12/15/05 13:26:03

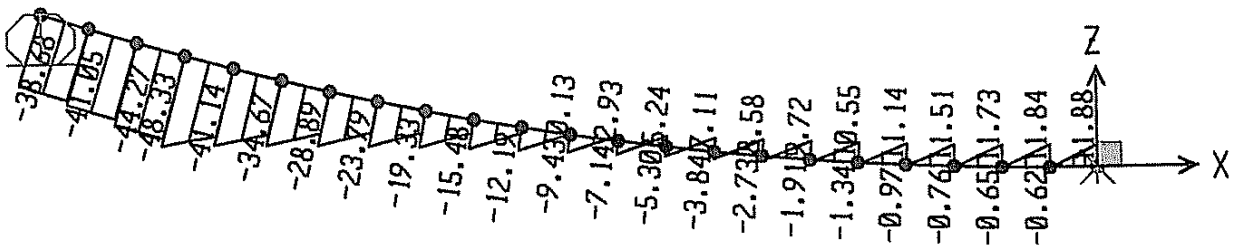


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO) - KN, m, C Units

32

SAP2000

12/15/05 13:26:15

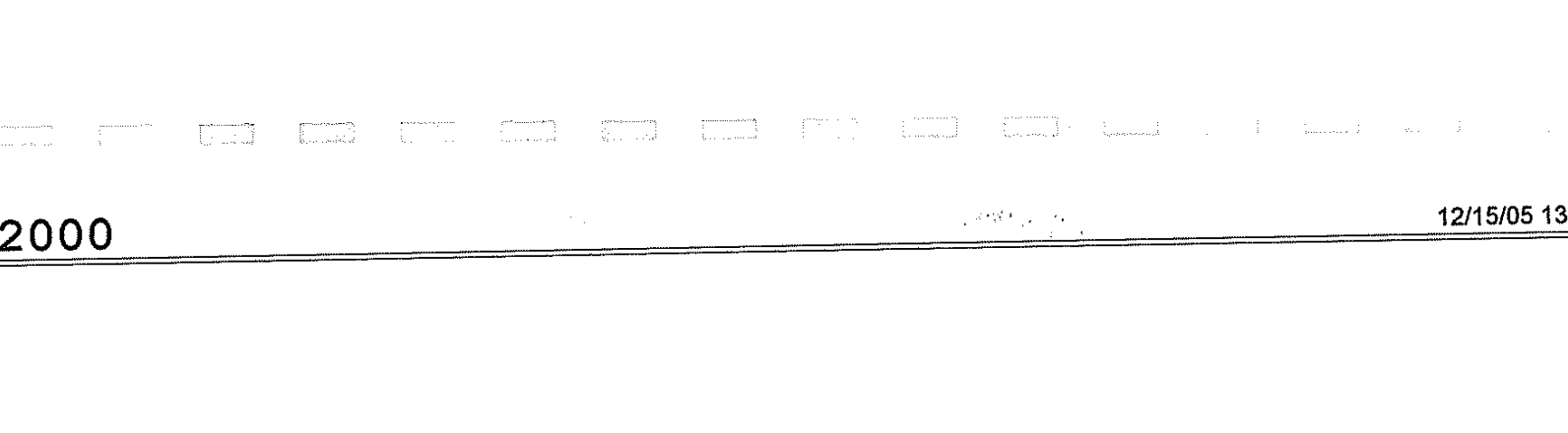


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO) - KN, m, C Units

33

SAP2000

12/15/05 13:40:24



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

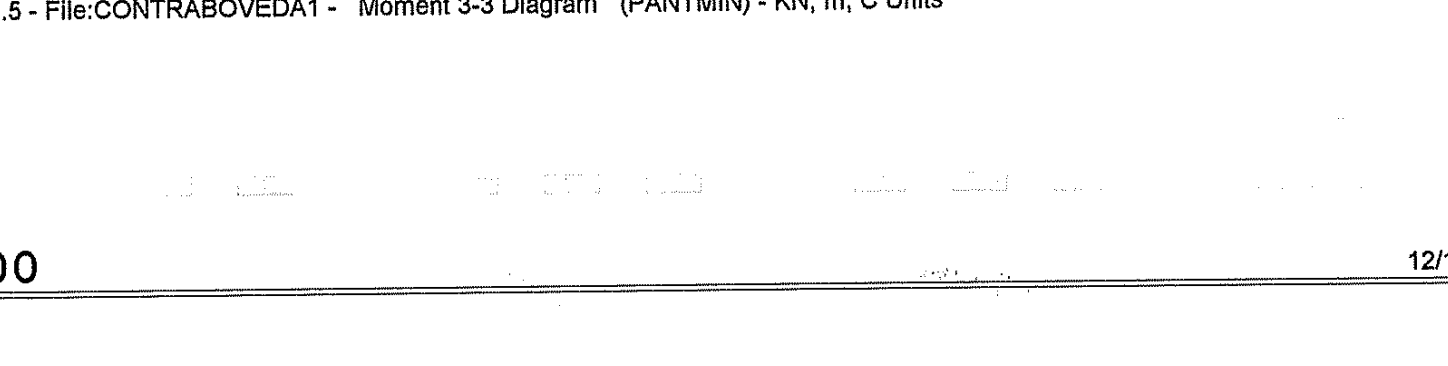
34

277

SAP2000 12/15/05 13:28:12

SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

SAP2000 12/15/05 13:28:22



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÍNIMO AXIL CON FLECTORES CONCOMITANTES:

AXILES					CORTANTES					FLECTORES				
g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO	g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO	g1	g2	Tráfico		
0.00	-34.18	-63.03	-99.75	919.93	629.62	-21.65	-30.41	-38.68	-82.97	-215.83	0.00	0.00	0.00	0.00
10.18	-32.76	-61.38	-99.42	920.74	635.31	-18.67	-27.59	-41.05	-70.06	-198.22	5.20	7.45	10.15	21.63
20.92	-31.53	-59.86	-99.29	921.05	639.76	-15.95	-24.81	-44.27	-58.30	-183.45	9.60	14.06	20.92	40.17
32.46	-30.46	-58.47	-99.33	920.92	643.10	-13.48	-22.08	-48.33	-47.66	-171.47	13.27	19.87	32.46	55.37
43.44	-29.56	-57.21	-96.32	920.41	650.21	-11.26	-19.43	-41.14	-38.13	-144.19	16.28	24.88	43.44	67.73
52.51	-28.79	-56.07	-93.75	919.57	655.87	-9.27	-16.85	-34.67	-29.66	-119.45	18.70	29.14	52.51	77.59
59.87	-28.14	-55.16	-91.57	918.47	660.39	-7.52	-14.85	-28.89	-22.22	-97.98	20.61	32.72	59.87	85.23
65.72	-27.61	-54.46	-89.74	917.16	663.59	-5.99	-13.45	-23.79	-15.76	-79.71	22.06	35.81	65.72	90.93
70.24	-27.17	-53.82	-88.23	915.69	665.94	-4.67	-12.12	-19.33	-10.21	-63.69	23.11	38.48	70.24	94.96
73.61	-26.82	-53.27	-86.98	914.12	667.54	-3.55	-10.87	-15.48	-5.52	-49.84	23.82	40.77	73.61	97.56
75.98	-26.54	-52.77	-85.97	912.48	668.54	-2.5	-9.72	-12.19	-1.63	-37.87	24.25	42.70	75.98	98.96
77.51	-26.32	-52.34	-85.17	910.83	669.03	-1.5	-8.66	-9.43	1.52	-27.64	24.55	44.30	77.51	99.38
78.33	-26.15	-51.97	-84.53	909.21	669.16	1.50	-7.67	-4.15	4.01	-11.70	24.46	45.60	78.33	98.99
78.65	-26.02	-51.64	-84.03	907.63	669.00	2.54	-6.75	0	5.89	-0.81	24.25	46.61	78.65	97.98
78.44	-25.93	-51.36	-83.65	906.15	668.63	3.02	-5.90	3.11	7.24	7.13	23.97	47.37	78.44	96.49
77.75	-25.86	-51.12	-83.37	904.79	668.14	3.38	-3.50	5.70	8.12	15.98	23.59	47.89	77.75	94.67
76.87	-25.82	-50.92	-83.16	903.56	667.58	3.62	-3.50	8.00	8.59	20.23	23.15	48.47	76.87	92.64
75.79	-25.78	-50.76	-83	902.49	667.05	3.78	0.00	9.22	8.73	27.66	22.67	48.46	75.79	90.48
74.56	-25.76	-50.63	-82.9	901.60	666.53	3.85	3.75	10.95	8.59	35.84	22.18	48.26	74.56	88.29
73.24	-25.75	-50.53	-82.82	900.89	666.10	3.86	3.75	11.51	8.23	36.33	21.68	47.89	73.24	86.15
71.87	-25.74	-50.46	-82.77	900.38	665.79	3.83	3.75	11.73	7.73	36.12	21.19	47.41	71.87	84.09
70.47	-25.74	-50.42	-82.75	900.09	665.58	3.76	3.75	11.84	7.14	35.60	20.72	46.79	70.47	82.15
70.47	-25.74	-50.42	-82.75	900.08	665.58	3.66	3.75	11.88	7.14	35.53	20.72	46.79	70.47	82.15
					629.62					-215.83				
									318.91					

Verificación Flexión

N_d = 629'62 KN/m

M_d = 318'91 KNm/m

CSA = 1'37 OK

Verificación a cortante

V_d = 215'83 KN

A_s = 10'05 cm²/m

V_{cu} = 245,0 KN. → OK

NOTE BOOK

c) Máximo flector con axil concomitante

c1) Máximo flector positivo con axil concomitante

(traccionando la fibra inferior)

Se obtiene el máximo momento positivo cuando actúa:

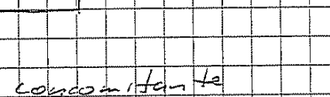
- peso propio (G_{g1})
- carga permanente (G_{g2})
- tráfico
- Máxima reacción en las pantallas.

Del lado seguro no se considera la actuación de la subpresión, el conservador en la comprobación $\frac{1}{0}$ no es limitante en el diseño

Determinación esfuerzo estático

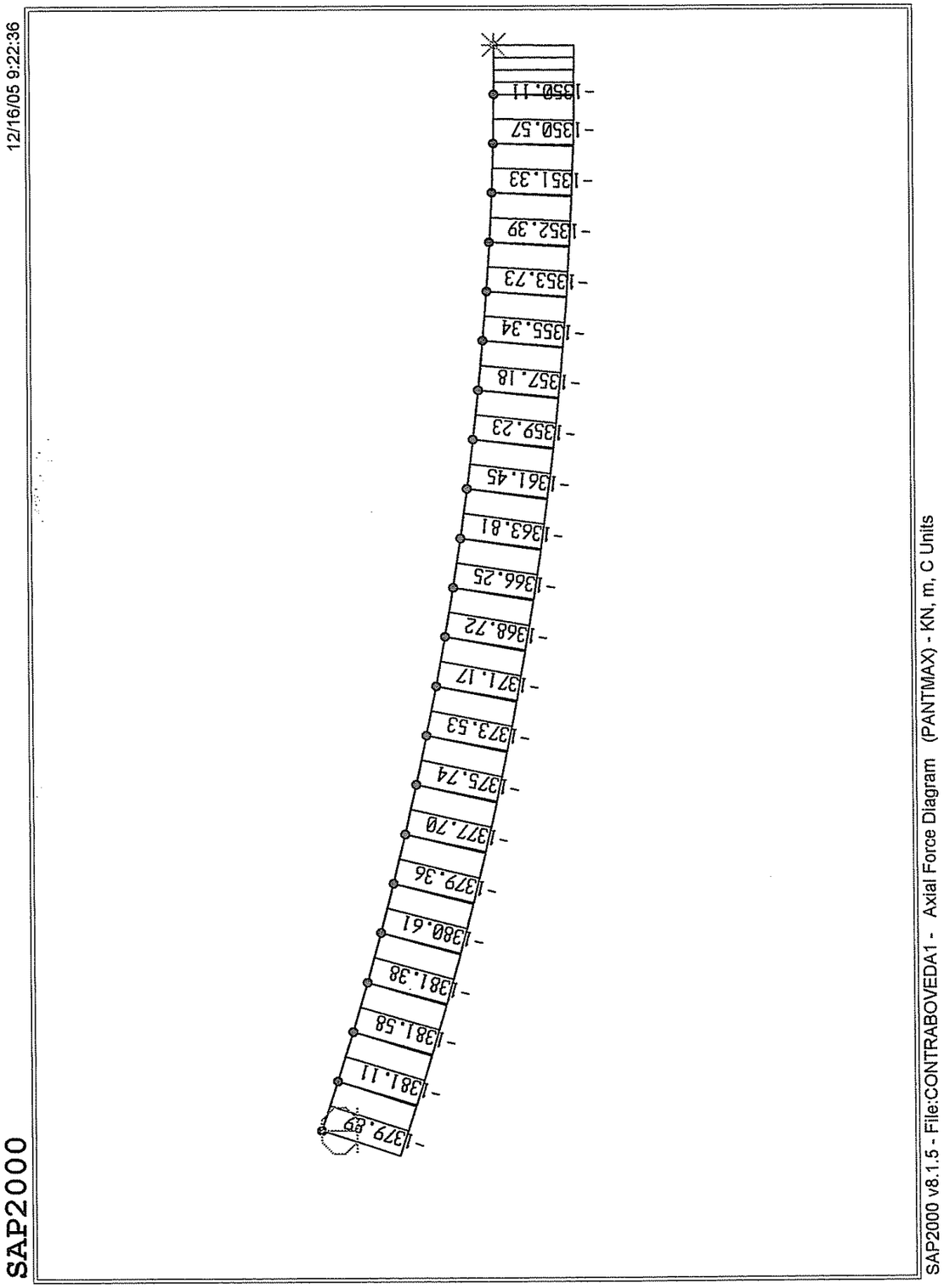
Sumando las reacciones contra el terreno resulta que éste está totalmente comprimido

archivo = contrabóveda 1. SDB



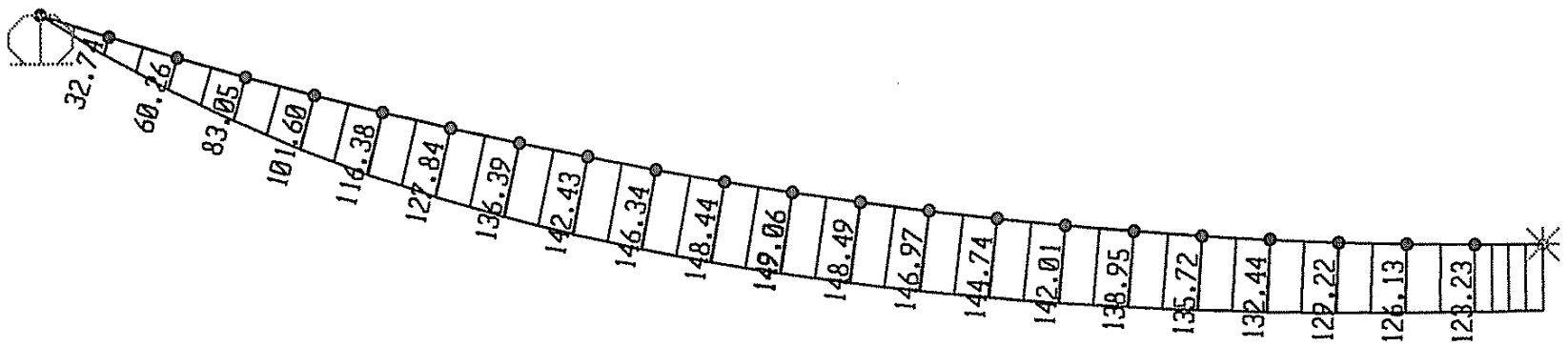
Combinación de acciones

$1'35\ G_{g1} + 1'5\ G_{g2} + 1'5$ tráfico $+ 1'5$ Rmáx pantallas



SAP2000

12/16/05 9:23:51

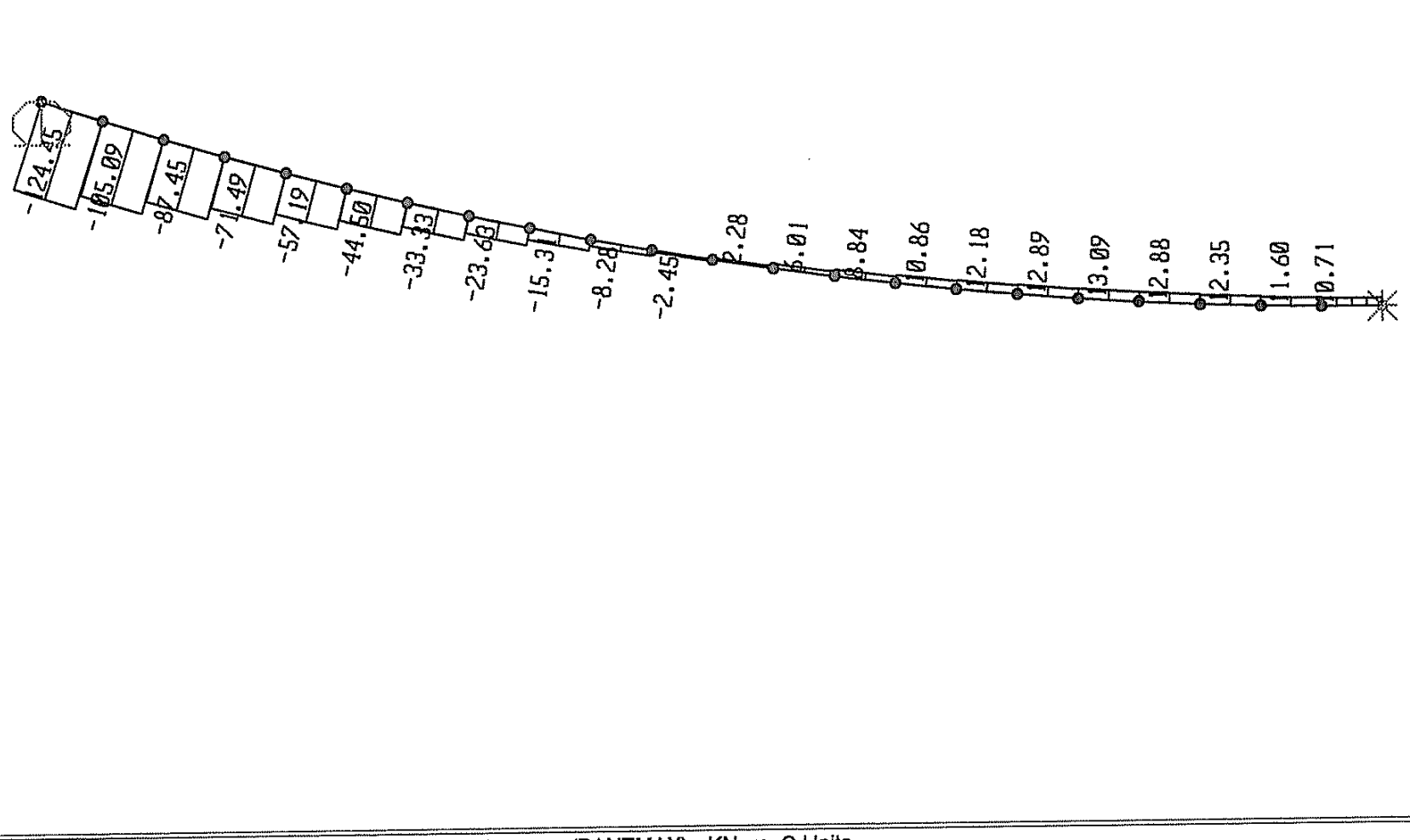


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

41

SAP2000

12/16/05 9:24:00



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

42

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÁXIMO FLECTOR CON AXILES CONCOMITANTES:						(MÁXIMO FLECTOR POSITIVO)					
AXILES						FLECTORES					
g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO		g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO	
	-34.18	-63.03	-99.75	1379.89	1779.52		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-32.76	-61.38	-99.42	1381.11	1786.24		5.20	7.45	10.18	82.58	105.45
	-31.53	-59.86	-99.29	1381.58	1791.08		9.60	14.06	20.92	155.82	200.06
	-30.46	-58.47	-99.33	1381.38	1794.25		13.27	19.87	32.46	220.98	285.87
	-29.56	-57.21	-96.32	1380.61	1800.71		16.28	24.88	43.44	276.86	361.88
	-28.79	-56.07	-93.75	1379.36	1805.44		18.70	29.14	52.51	322.29	422.14
	-28.14	-55.16	-91.57	1377.70	1808.47		20.61	32.72	59.87	358.47	472.72
	-27.61	-54.46	-89.74	1375.74	1810.04		22.06	35.81	65.72	386.66	511.81
	-27.17	-53.82	-88.23	1373.53	1810.54		23.11	38.48	70.24	407.92	542.48
	-26.82	-53.27	-86.98	1371.17	1810.17		23.82	40.77	73.61	423.24	564.77
	-26.54	-52.77	-85.97	1368.72	1809.14		24.25	42.70	75.98	433.42	579.70
	-26.32	-52.34	-85.17	1366.25	1807.58		24.55	44.30	77.51	439.45	589.30
	-26.15	-51.97	-84.53	1363.81	1805.66		24.46	45.60	78.33	441.65	593.60
	-26.02	-51.64	-84.03	1361.45	1803.54		24.25	46.61	78.85	441.38	593.61
	-25.93	-51.36	-83.65	1359.23	1801.32		23.97	47.37	78.44	438.18	588.37
	-25.86	-51.12	-83.37	1357.18	1799.12		23.59	47.89	77.75	433.32	581.89
	-25.82	-50.92	-83.16	1355.34	1797.03		23.15	48.47	76.87	427.69	573.47
	-25.78	-50.76	-83	1353.73	1795.15		22.67	48.46	75.79	420.56	563.46
	-25.76	-50.63	-82.9	1352.39	1793.51		22.18	48.26	74.56	412.83	553.26
	-25.75	-50.53	-82.82	1351.33	1792.21		21.68	47.89	73.24	404.79	542.89
	-25.74	-50.46	-82.77	1350.57	1791.26		21.19	47.41	71.87	396.72	532.41
	-25.74	-50.42	-82.75	1350.11	1790.66		20.72	46.79	70.47	388.71	521.79
	-25.74	-50.42	-82.75	1350.11	1790.66		20.72	46.79	70.47	388.71	521.79
					1779.52						441.65

-319.54

Verificación a flexión

N_d = 1779'52 KN/m

M_d = 441'65 KNm/m

CSA = 1'81 → ok

Verificación a cortante

V_d = 319'54 KN/m

N_d = 1779'52 KN/m

A_s = 10'055 cm²/m

V_{u_3} = 393'7 KN/m → ok

NOTE BOOK

(2) Máximo flector con axil y cortantes concomitantes

(traccionando fibras superiores)

Se obtiene el máximo momento negativo cuando actúe

→ peso propio (g_1)

→ Máxima subpresión

→ Mínima reacción de las pantallas

→ Descenso global de la estructura (##)

(##) Si hay levantamiento no tiene efecto

Determinación del esquema estático (ELS)

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

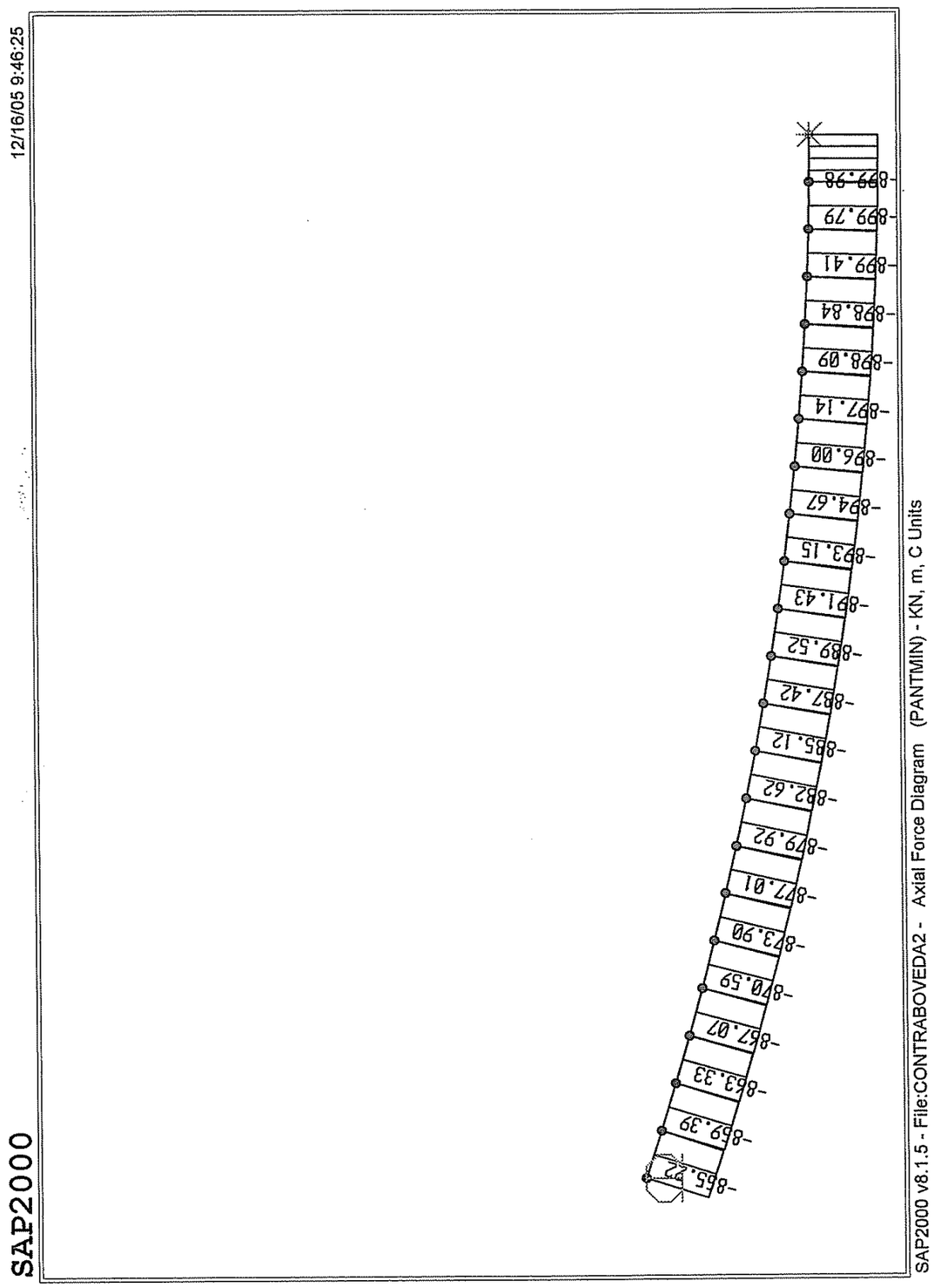
[ver también hipótesis a) b) y c1) anteriores]

Archivo SAP = contra bóveda 2 SDB

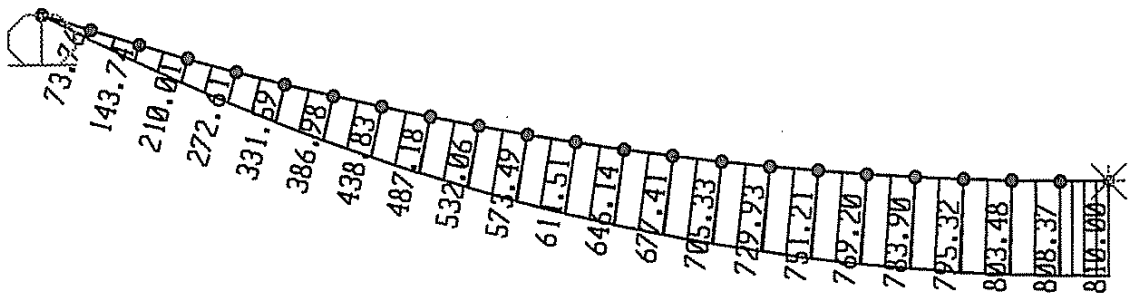
Combinación de acciones

$1'00\ g_1 + 1'00\ R_{min} + 1'50$ subpresión.

NOTE BOOK



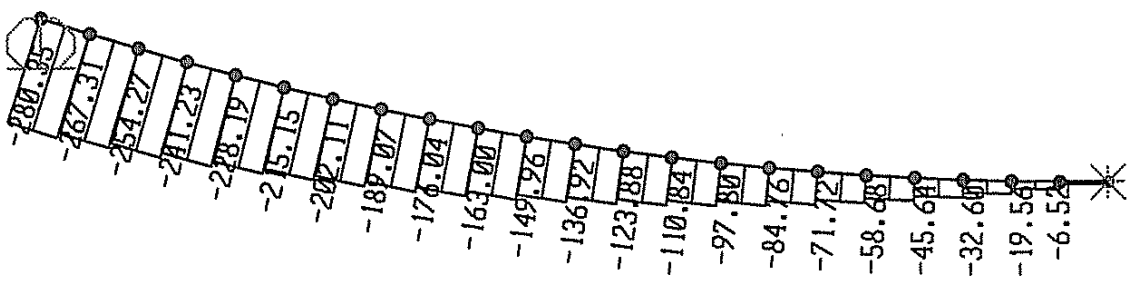
SAP2000 12/16/05 9:47:52



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

47

SAP2000 12/16/05 9:48:09



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

48

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÁXIMOS FLECTORES Y AXILES + CORTANTES CONCOMITANTES (MÁXIMOS FLECTORES NEGATIVOS)

AXILES				FLECTORES				CORTANTES			
g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO
-136.02	1009.67	855.22	2233.71	0.00	0.00	0.00	0.00	-43.77	334.63	-280.35	177.83
-134.16	1004.93	859.39	2232.63	11.02	-84.06	73.76	-41.31	-42.07	319.70	-267.31	170.17
-132.4	1000.43	863.33	2231.58	21.55	-163.82	143.74	-80.44	-40.33	304.77	-245.27	171.56
-130.73	996.17	867.07	2230.60	41.08	-239.34	210.01	-107.92	-38.55	289.84	-241.23	154.98
-129.15	992.16	870.59	2229.68	50.10	-310.68	272.61	-143.31	-36.74	274.92	-228.19	147.45
-127.66	988.38	873.90	2228.81	58.60	-377.90	331.69	-176.56	-34.91	260.01	-215.15	139.96
-126.26	984.84	877.01	2228.01	66.60	-441.03	386.98	-207.97	-33.04	245.09	-202.11	132.49
-124.94	981.53	879.92	2227.28	74.08	-500.12	438.83	-237.27	-31.15	230.18	-189.07	125.05
-123.72	978.45	882.62	2226.58	81.06	-555.22	487.18	-264.59	-29.23	215.28	-176.04	117.65
-122.58	975.61	885.12	2225.96	87.52	-606.36	532.06	-289.96	-27.29	200.38	-163.00	110.28
-121.53	972.98	887.42	2225.36	93.47	-653.58	573.49	-313.41	-25.33	185.48	-149.96	102.93
-120.57	970.58	889.52	2224.82	98.90	-696.91	611.51	-334.96	-23.36	170.58	-136.92	95.59
-119.69	968.41	891.43	2224.36	103.82	-736.38	646.14	-354.61	-21.36	155.69	-123.88	88.30
-118.9	966.45	893.15	2223.93	108.22	-772.02	677.41	-372.40	-19.35	140.80	-110.84	81.01
-118.2	964.72	894.67	2223.55	112.11	-803.84	705.33	-388.32	-17.33	125.92	-97.80	73.75
-117.57	963.20	896.00	2223.23	115.47	-831.87	729.93	-402.41	-15.29	111.03	-84.76	66.50
-117.04	961.91	897.14	2222.97	118.33	-856.12	751.21	-414.64	-13.24	96.15	-71.72	59.27
-116.59	960.83	898.09	2222.75	120.66	-876.62	769.20	-425.07	-11.19	81.28	-58.68	52.05
-116.22	959.97	898.84	2222.58	122.47	-893.38	783.90	-433.70	-9.13	66.41	-45.64	44.85
-115.94	959.32	899.41	2222.45	123.77	-906.40	795.32	-440.51	-7.06	51.54	-32.60	37.65
-115.75	958.89	899.79	2222.38	124.55	-915.69	803.48	-445.51	-4.99	36.67	-19.56	30.46
-115.64	958.67	899.98	2222.35	124.83	-921.26	808.37	-448.69	-2.91	21.81	-6.52	23.29
-115.64	958.67	899.98	2222.35	124.83	-926.33	810.00	-454.67	-0.84	-6.95	0.00	-11.27
			2233.71				-454.67				177.83

(50)

Verificación a flexión

M_d = 454,67 kNm/m

N_d = 2233,71 kN/m

$\frac{e}{h} = \frac{1180}{2000} > 0,5$

Verificación a cortante

V_d = 177,83 kN/m

N_d = 2233,71 kN/m

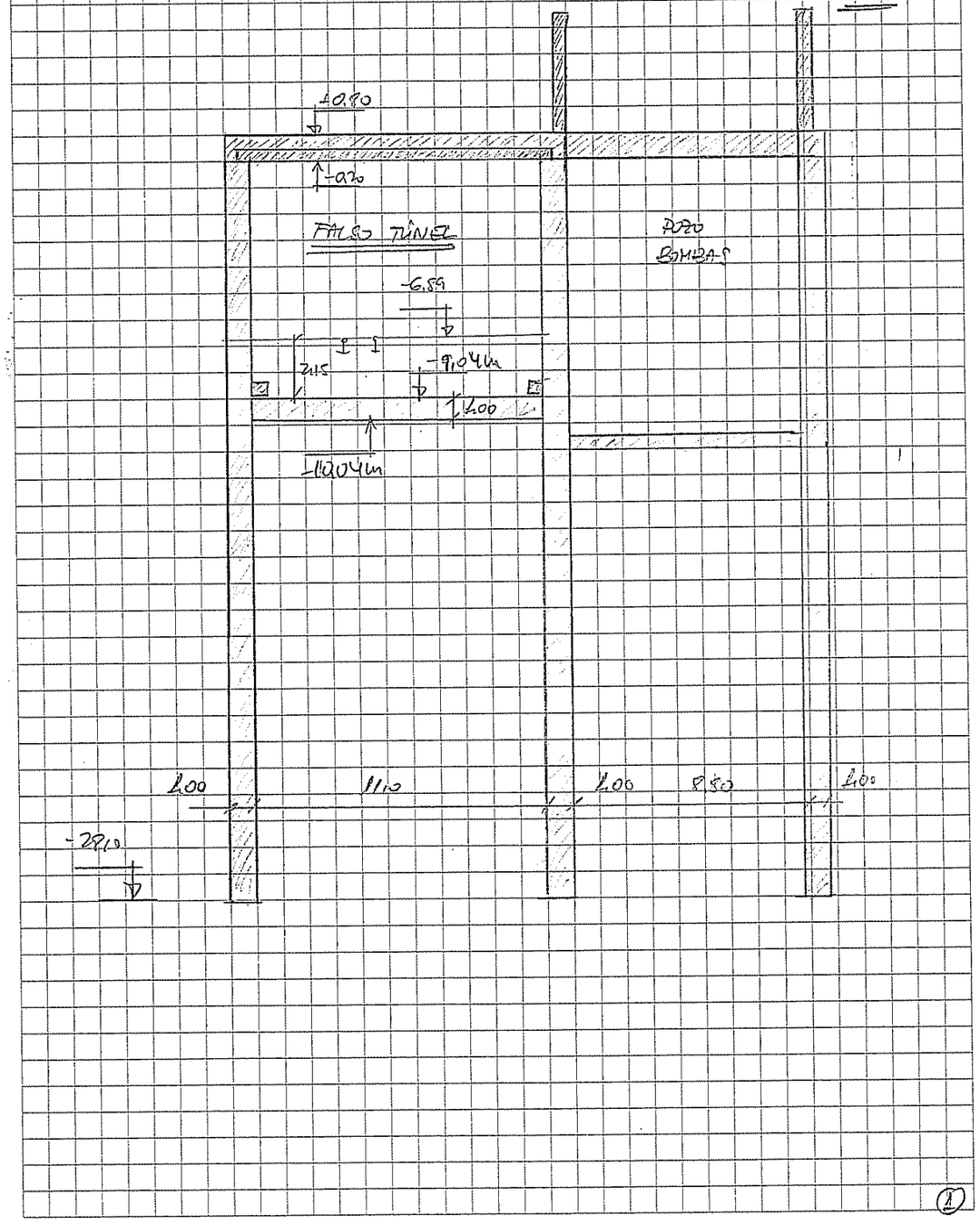
A_s = 10,55 cm²/m

V_{cu3} = 459,1 kN/m → OK

Can Tunis 17-Oct-05

LOSA de FONDO: (Tramo: POZO BOMBAS)

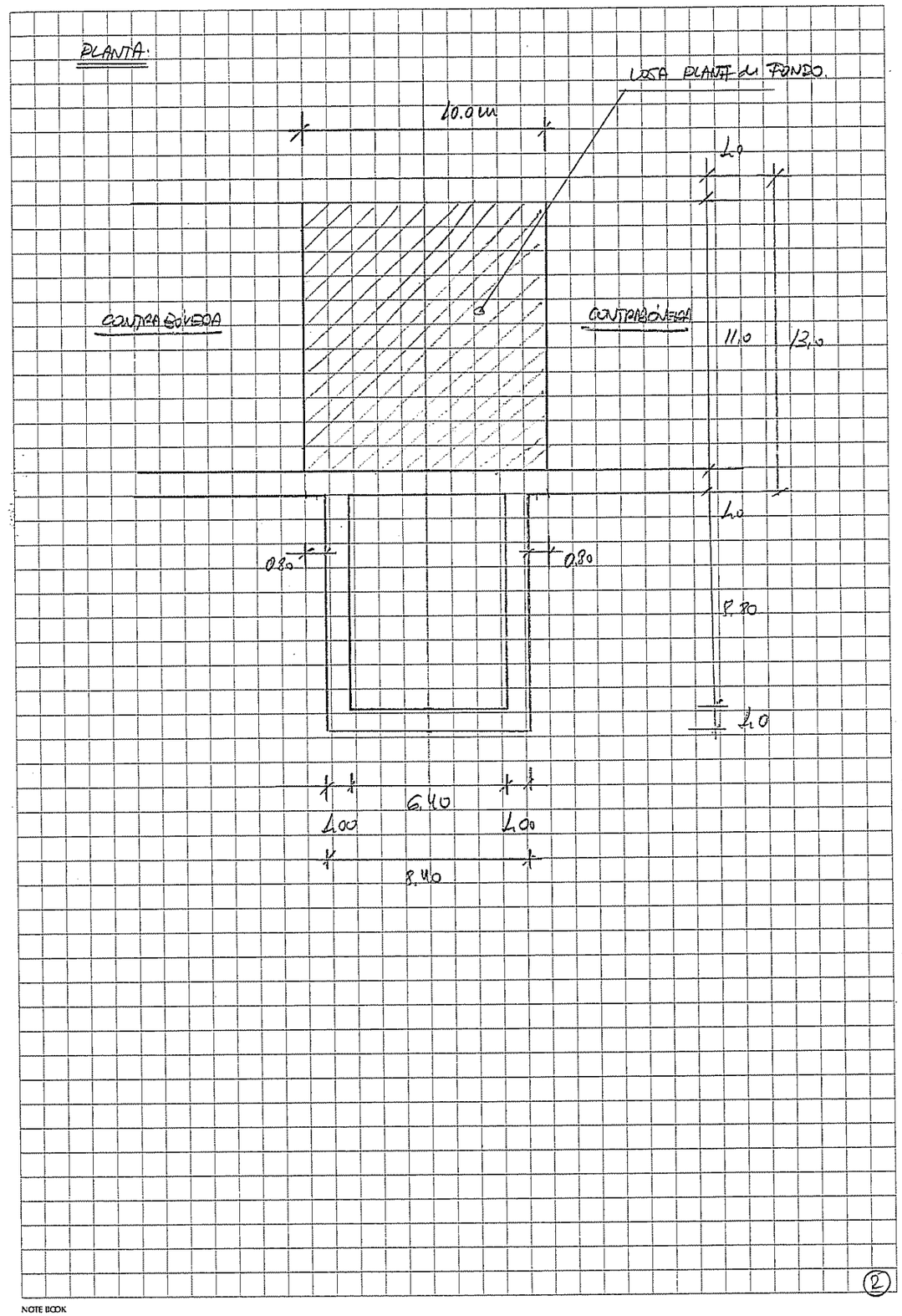
Geometría: PK = 706+760 Z cantil = -6.89m ← Cota cimiento cantil



NOTE BOOK

Can Tunis 17-oct-05

PLANTA:



NOTE BOOK

ACCIONES:

* Peso propio + carga permanente
* Axil transmitido por las pantallas
* Cortante transmitido por las pantallas (esfuerzo global de la estructura y reacción contra el terreno)
* Subpresión de agua
* Empuje sobre la losa

HIPÓTESIS DE DIMENSIONAMIENTO:

a) Máximo axil + flector concomitante
b) Mínimo axil + flector concomitante
c) Máximo flector + axil concomitante ← coincidente con las anteriores a) y b)

- SUBPRESIÓN MÁXIMA SOBRE LA LOSA DE FONDO

PZ = 706.760

Z cant = −6.89 m

Cota cara inferior losa: $z = -6.89 - 2{,}15 - 1{,}00 = -10.04\,m \simeq -10.00\,m$

NF pisómo en z = +2,00 m

altura de agua máxima sobre la contrabóveda: h = 12,0 m

- REACCIÓN DE LAS PANTALLAS SOBRE LA CONTRABÓVEDA

(Tramo Punta)

$r_{máx}$ = 1085 kN/m (PZ)

$r_{mín}$ = 0,0 kN/m (PZ)

- ESFUERZO GLOBAL ESTRUCTURA: $J = 6{,}1 \cdot 10^{-4}\,m$ (Como en el tramo de Puntas, del lado seguro) (3)

DIMENSIONAMIENTO:

a) Máximo axil + flector concomitante

$r_{máx}$ = 1085 kN/m

$r_{d\,máx}$ = 1,50 · 1085 = 1627,5 kN/m ≃ 1630 kN/m

Axil reducido:

A = 1,0 m²/m

$\mu = \frac{Nd}{A \cdot fcd} = \frac{1{,}630\ MN/m}{1{,}0\,m^2 \cdot 25/1{,}50} = 0{,}098$

El axil es favorable — Este hipótesis no es envolvente!

b) Mínimo axil + flector concomitante

c) Máximo momento flector negativo

Acciones: * Peso propio
* Subpresión máxima
* Esfuerzo global de la estructura

Archivo SAP: "LOSAP.SDB"

Determinación del esfuerzo rotativo:

Sumando las reacciones contra el terreno resulta que ésta está totalmente traccionada

→ "LOSAP2.SDB"

(4)

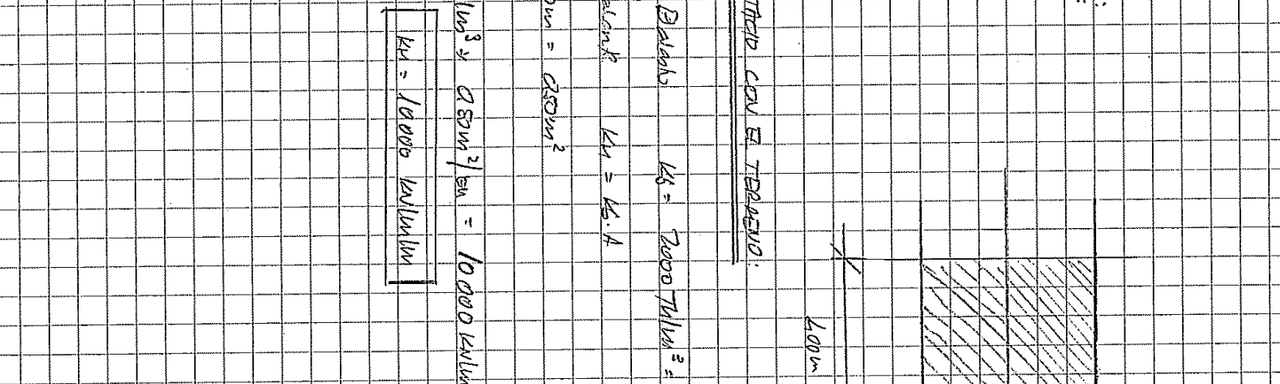
Juan Nunez 17-Oct-05

Modelo SAP:

Hoja-25

L_c = 11,00m

Sección Transversal:



Situación del cantilever con la reacción:

Coeficiente de Balasto K_s = 20000 Tn/m³ = 20000 kn/m³

Muro de espesor variable K_A = 45.4

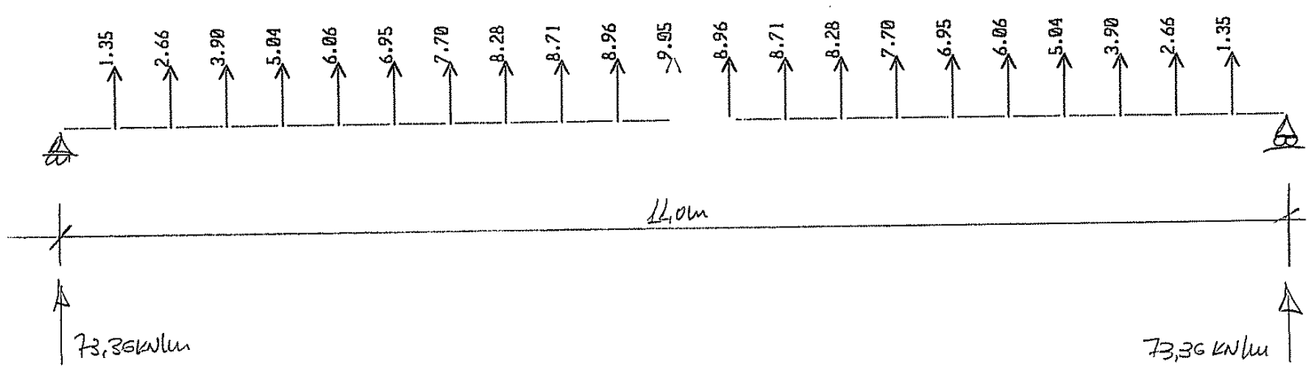
A_1 = 1,00m x 0,50m = 0,50m²

K_n = 20000 kN/m³ x 0,50m²/ml = 10000 kN/m

K_n = 10000 kN/m

Quantum NOTE BOOK

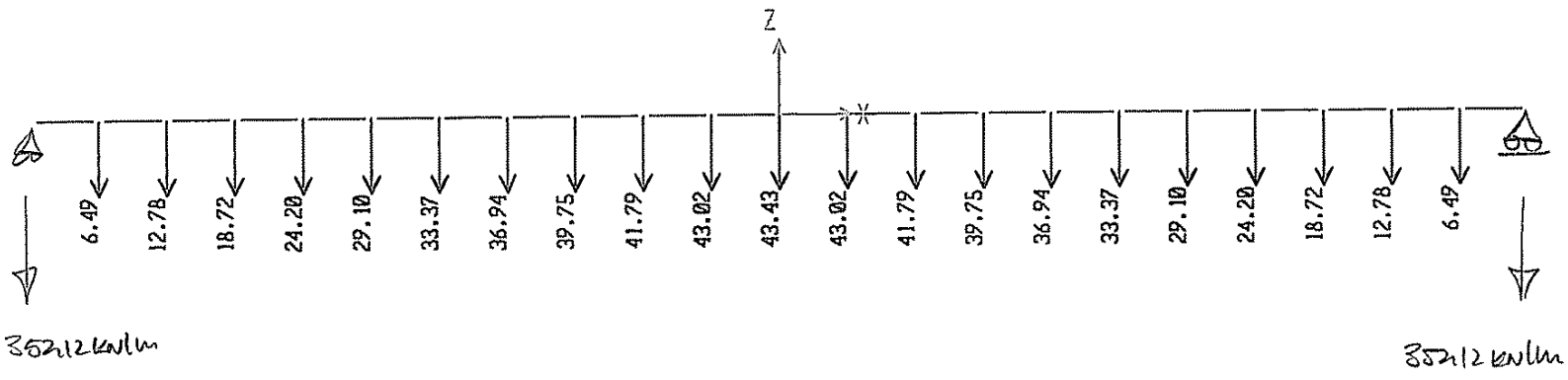
REACCIONES CONTRA EL TERRENO DEBIDAS AL PESO PROPIO



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

SAP2000 10/17/05 9:46:56

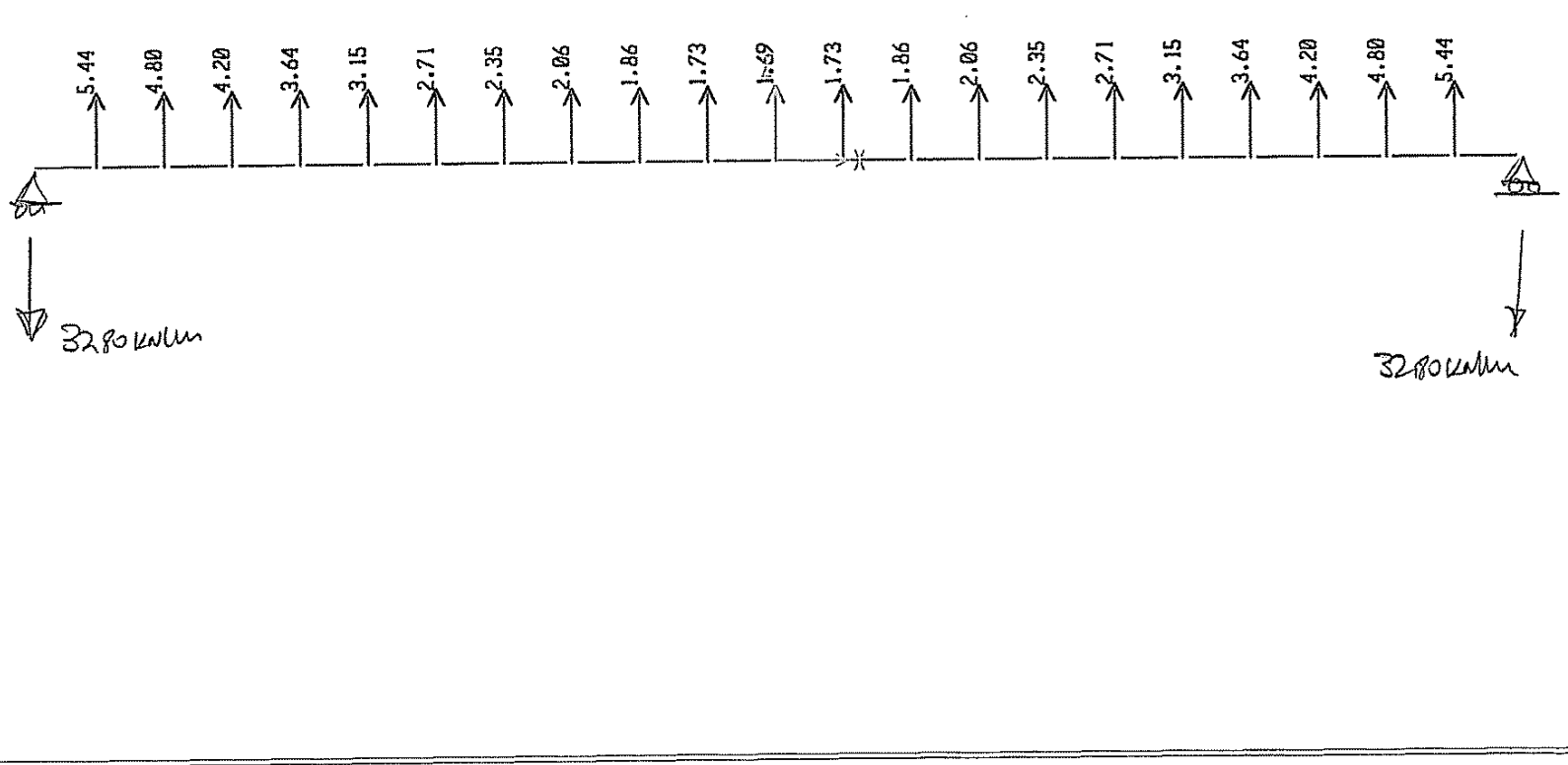
REACCIONES CONTRA EL TERRENO DEBIDAS A LA SUBPRESIÓN



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

SAP2000 10/17/05 9:47:25

REACCIONES CONTRA EL TERRENO DEBIDAS AL DESCENSO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA.



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

Combinación de acciones:

1,00 g_k + 1,50 Subpas + 1,50 · Acceso = q_{total}

↑ No tiene efectos por viento levantamiento de la losa.

FLEXIÓN:

- Sobrecarga: $q_d = (1,50 \cdot 120)\ kN/m^2 = 180\ kN/m^2$

$$m_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{-180 \cdot 11,0^2}{8} = -2722,5\ KN \cdot m/m$$

- Peso propio: $g_k = 1,0\ m^2/m \cdot 25\ kN/m^3 = 25\ kN/m^2$

$$m_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{25 \cdot 11,0^2}{8} = 378,125\ KN \cdot m/m$$

$m_d = 378,125 - 2722,5 = -2344,4\ KN \cdot m/m$

$$\boxed{m_d = -2345\ KN \cdot m/m}$$

Dimensionamiento con programa BASI

h = 1,00m HA-25

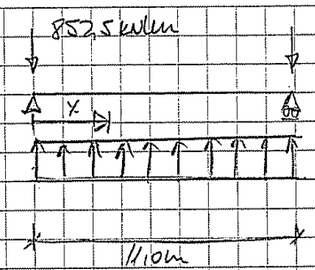
r = 0,10m (recubrimiento mecánico)

$A_s \geq 70,51\ cm^2$ ← 15 Φ25 pmd

Obs: Momento último con 10 Φ25 pmd

$A_s = 49,09\ cm^2/m$ (r = 0,07m)

$m_u = 1760\ KN \cdot m/m$



$q_d = -180 + 25 = -155\ kN/m$

$$m_x(x) = 852,5\,x - \frac{155 \cdot x^2}{2}$$

Si Asmc $m_d \leq 1760\ KN \cdot m/m$ para: $852,5x - 77,5x^2 = 1760$

$77,5x^2 - 852,5x + 1760 = 0$

$x = 2,75m$

a partir de este pto anclaje + decalaje de los Φ25 del refuerzo que deben llegar hasta:

$l_{b\,\Phi25\,II} = 1,40 \cdot 15 \times 25^2 = 131,75cm$

$2,75 - 1,35 - 1,0 = 0,40$ del extremo → se llevan las barras del refuerzo hasta el extremo

CORTANTE:

$q_d = 155\ kN/m$

$V_d = q_d \cdot \frac{l}{2} = 852,5\ kN/m$

$A_s = 49,09\ cm^2/m$ (como mínimo)

} Dimensionamiento con programa BASI2

$A_{\alpha} \geq 16,96\ cm^2/m/m$

$$A_{\alpha min} = 0,02 \cdot b_o \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 1,00 \cdot \frac{25/1,50}{400} = 8,33\ cm^2/m/m$$

↳ Si cubre.

Se cubre con planos a 9,20 de 1c Φ12 a 0,60 ($18,85\ cm^2/m/m$)

Se aplican en toda la losa.

6.2) Máximo flector positivo

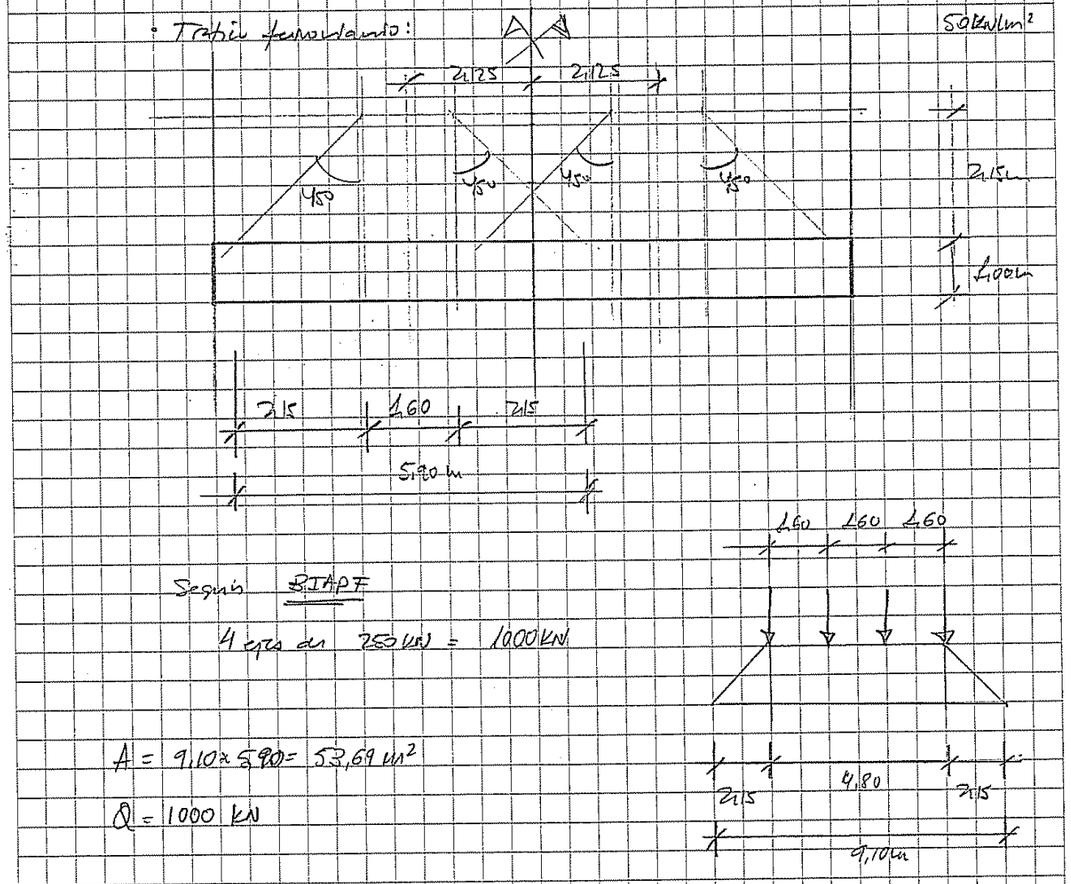
Acciones: - Peso propio + cargas permanentes (Relleno hormigón pobre)
- Tráfico ferroviario.

- Cargas permanentes. $h = 2.15 - 0.60 = 1.55 m$

Balasto: $h = 0.60$; $g_{balasto} = 0.60 \times 23 = 10.50 kN/m^2$

$g_2 = 1.55 \times 25 kN/m^3 = 38.75 kN/m^2$ } Total cargas permanentes $g_2 = 49.55 \approx 50 kN/m^2$

- Tráfico ferroviario:



Según EHAPE

4 ejes de 250 kN = 1000 kN

$A = 9.10 \times 5.90 = 53.69 m^2$

$Q = 1000 kN$

$q_{eq} = 18.65 kN/m^2 \approx 20 kN/m^2$

Coeficiente de clasificación $\alpha = 1.21$

Coeficiente de amplificación dinámica: $\phi = 1.40$ (del lado seguro)

$q = 20 \times 1.21 \times 1.40 = 33.88 kN/m^2$

Se toman $35 kN/m^2$

NOTE BOOK

Determinación del esquema estático:

Sabiendo las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que éste está totalmente comprimido.

→ LOSA SUP

Combinación de acciones:

$1.35\, g_1 + 1.35\, g_2 + 1.50 \cdot Tráfico$

FLEXIÓN:

$M_{Sd} = 1.35(153.90 + 337.81) + 1.50(300.40) = 1072.9 kN \cdot m/m$

$M_{Sd} = 1075 kNm/m$

Dimensionamiento con programa BASIC.

$h = 1.0 m$, $r = 0.10 m$ (recubrimiento mecánico)

$A_s \geq 29.65 cm^2/m$ ← Se coloca con 10 Ø20 por m

Obs: $A_{s,min} = 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 1.00 m^2 \cdot \frac{25/1.50}{434.8} = 15.33 cm^2/m$

↑ Para evitar fallo frágil tras la fisuración

↕ Se cubre

CORTANTE

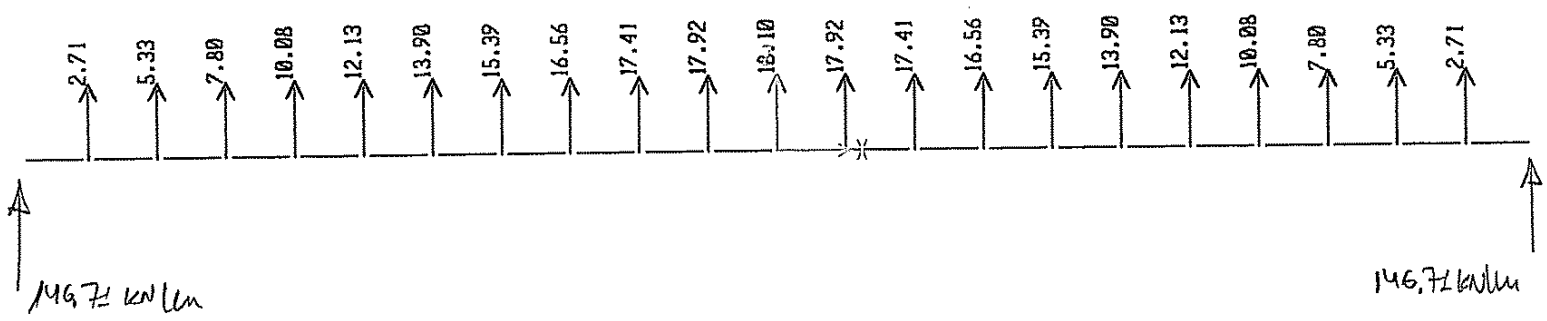
$V_d = 1.35(73.36 + 1467) + 1.50(96.17) = 441.34 kN/m$

$A_s = 31.42 cm^2/m$

$A_s \geq 5.49 cm^2/m$ ← Es limitante en caso 6.1)

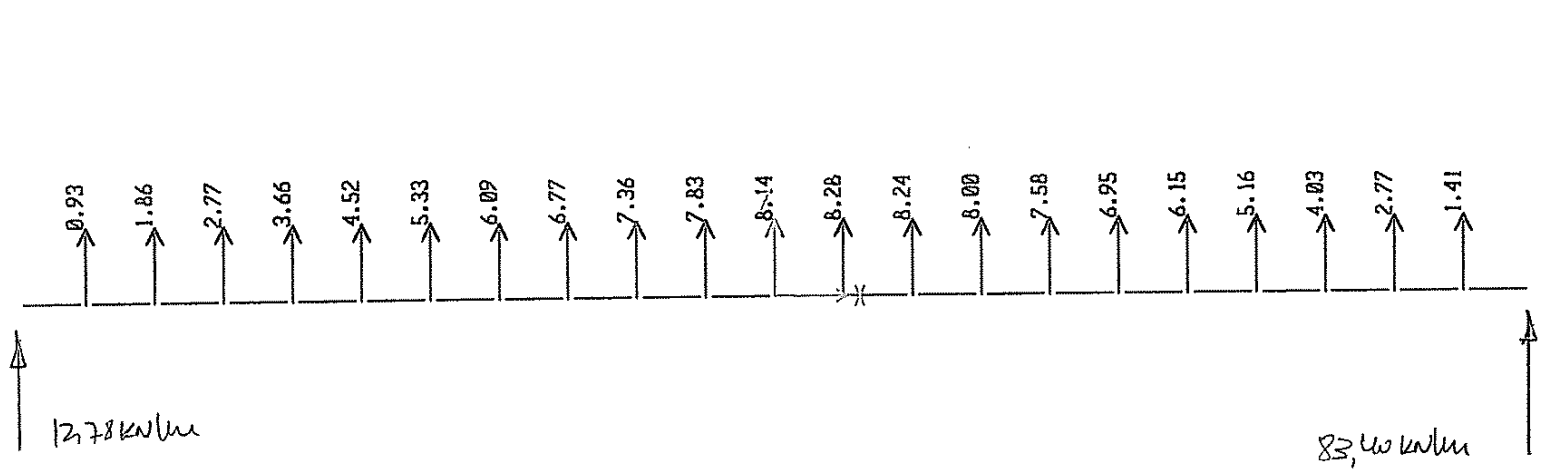
NOTE BOOK

REACCIONES CONTRA EL TERRENO DEBIDAS A LAS CARGAS PERMANENTES



(13)

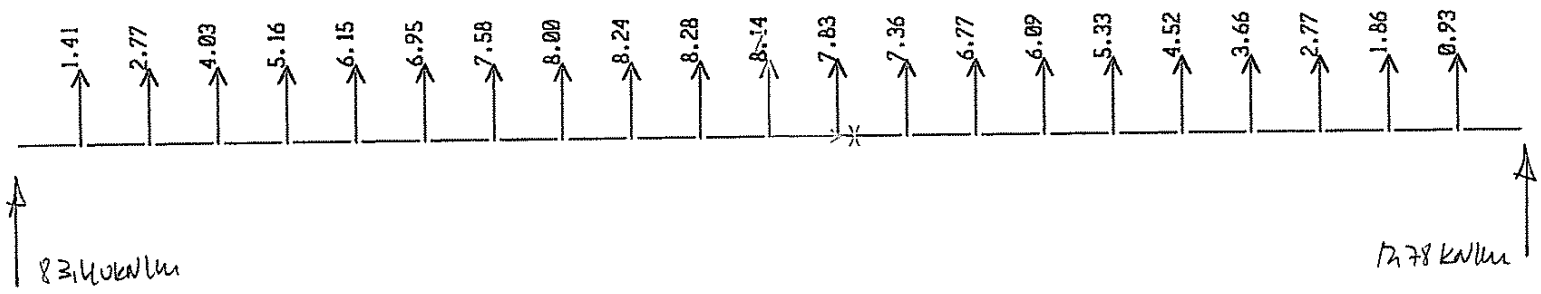
REACCIONES CONTRA EL TERRENO DEBIDAS AL TRAFICO SOBRE LA VIA DCHA.



(14)

SAP2000 10/17/05 10:41:35

REACCIONES CONTRA EL TERRENO DEBIDAS AL TRAFICO SOBRE LA VIA IZQDA.

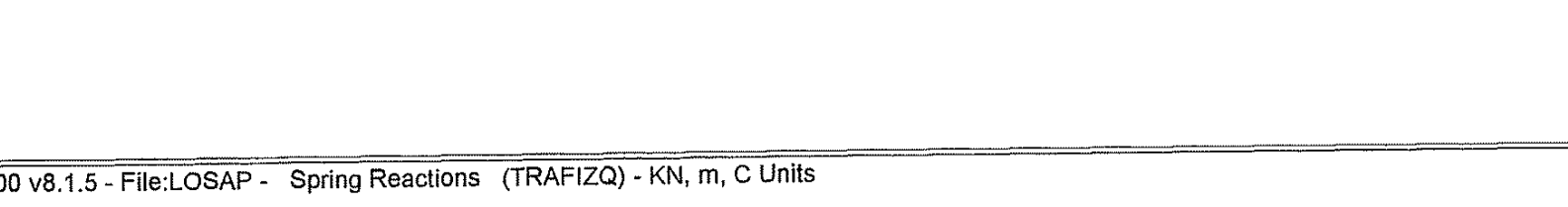


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAP - Spring Reactions (TRAFIZQ) - KN, m, C Units

(21)

SAP2000 10/17/05 10:49:00

MOMENTOS FLECTORES DEBIDOS AL PESO PROPIO



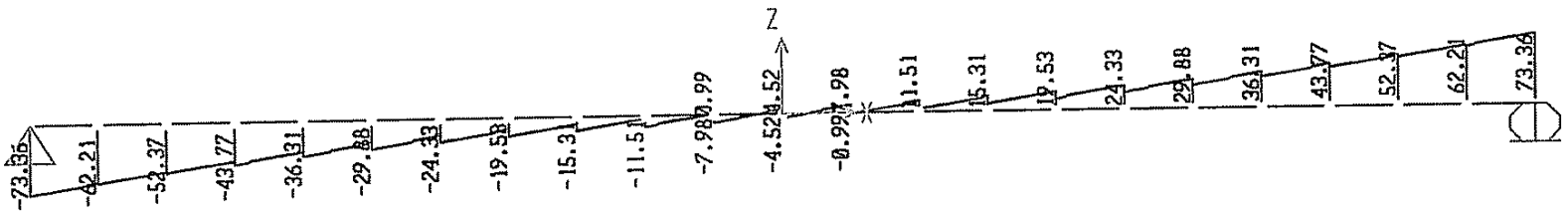
SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAP - Moment 3-3 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

(21)

SAP2000

10/17/05 10:55:27

CORTANTES DEBIDOS AL PESO PROPIO

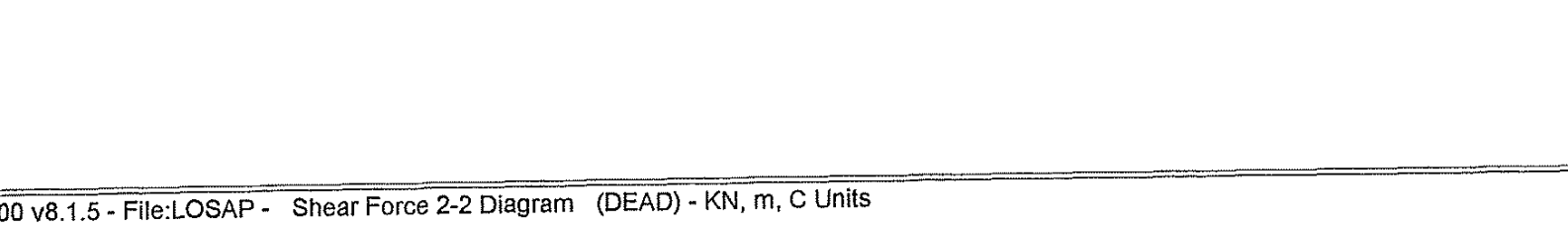


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAP - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

SAP2000

10/17/05 10:49:10

MOMENTOS FLECTORES DEBIDOS A LAS CARGAS PERMANENTES

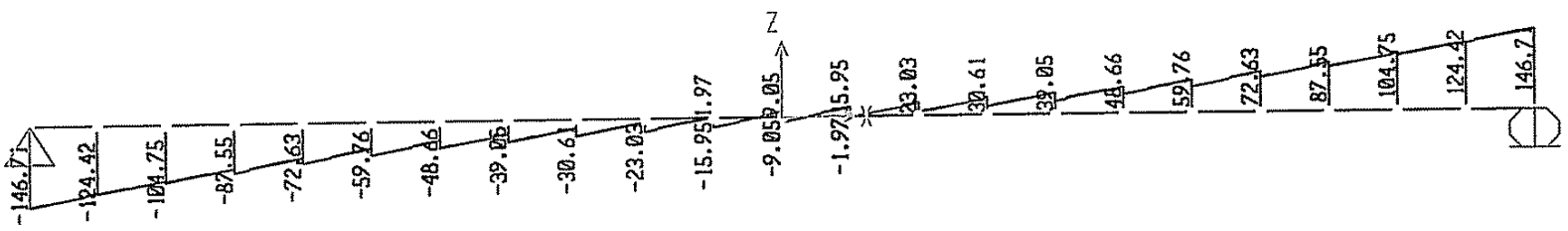


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAP - Moment 3-3 Diagram (G2) - KN, m, C Units

SAP2000

10/17/05 10:55:37

CORTANTES DEBIDOS A LAS CARGAS PERMANENTES



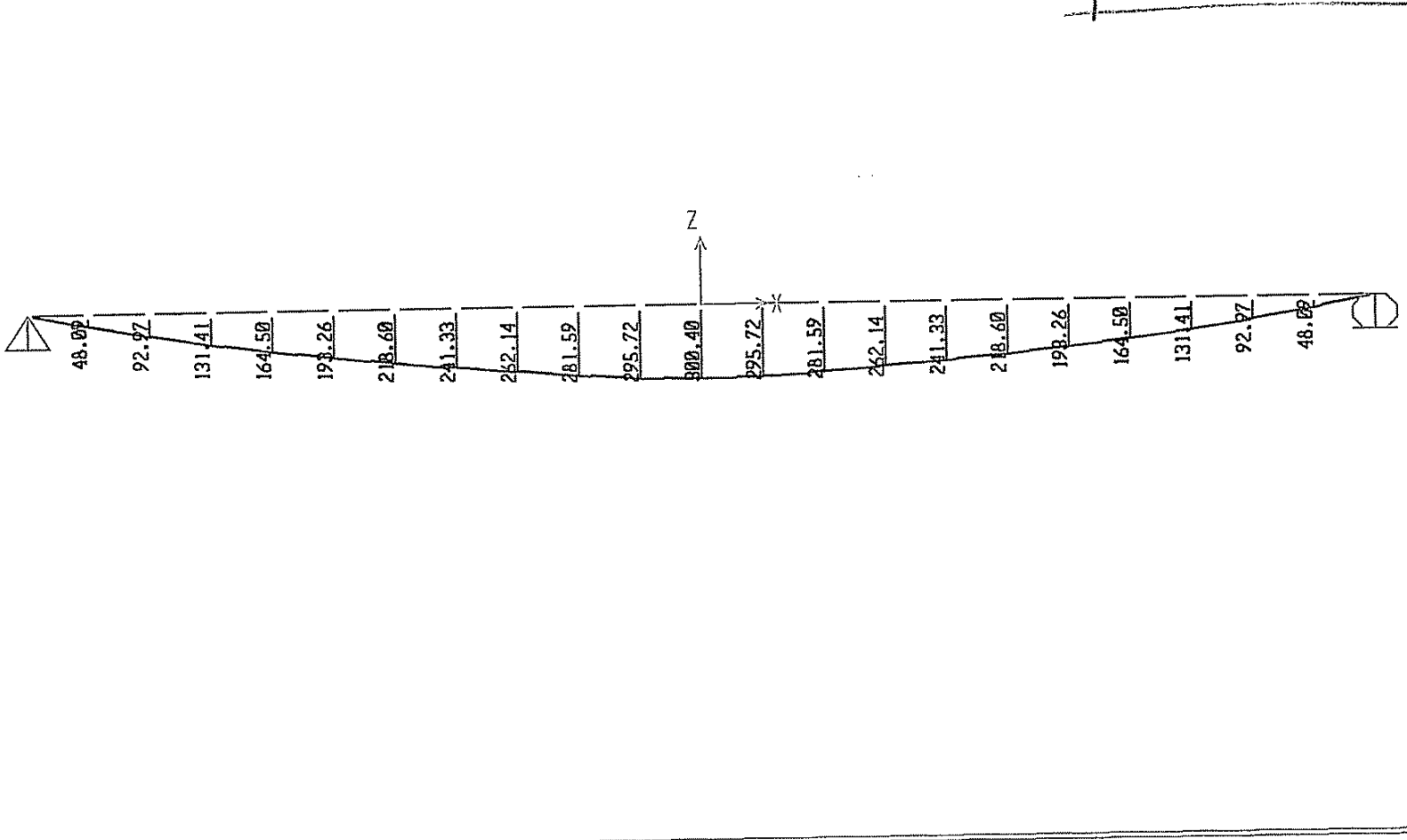
SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAP - Shear Force 2-2 Diagram (G2) - KN, m, C Units

(d)

SAP2000

10/17/05 10:49:43

MOMENTOS FLECTORES DEBIDOS AL TRAFICO PERPENDICULAR EN AMBAS VIAS

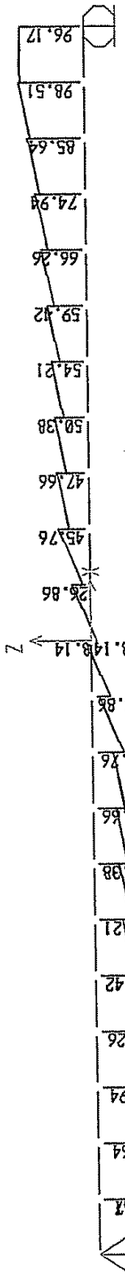


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAP - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO) - KN, m, C Units

(c)

10/17/05 10:55:46

CORTINAS DEBIDAS AL TRAFICO FERROVIARIO EN AMBAS VIAS



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

SAP2000

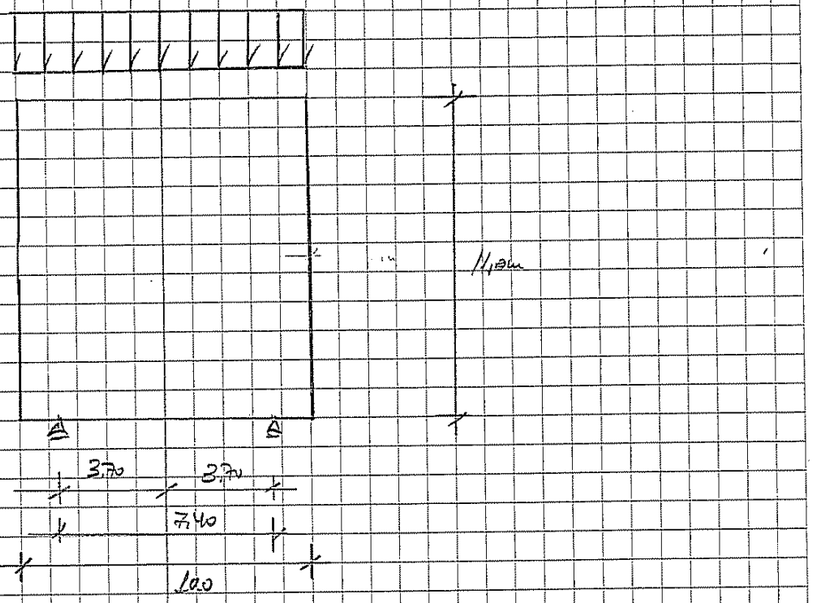
(21)

Can Tunis 17-Oct-05

DIMENSIONAMIENTO COMO VIGA DE GRAN CANTO FRENTE A ACCIONES HORIZONTALES.

$T_{max} = 1085\ kN/m$

$T_d = 1,50 \cdot 1085 = 1627,5\ kN/m \approx 1630\ kN/m$



DIMENSIONAMIENTO SIMPLE

$z = 0,6\,l$

$T_d = 0,2 \cdot p_d \cdot l = 0,4\,R_d\,l = A_s \cdot f_{yd}$

$p_d = 1650\ kN/m$

$R_d = 8250\ kN/m$

$\Big\} \quad T_d = 3300\,kN \leq A_s \cdot f_{yd}$

con lo cual $A_s \geq \dfrac{T_d}{f_{yd}} = \dfrac{3,30\ MN}{400\ MPa} = 8250\ cm^2$

↑ Se coloca con 17 Ø25

(021)

(22)

NOTE BOOK

Cuantía mínima en cada dirección

0,17%

$A_c = 1,0 cm^2/m$ — $A_s \geq 10 cm^2/m$ → Se cubre con Φ16 a 0.20

CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS:

$w \geq 0,8‰$
$A_c = 1,0 cm^2/m$
} $A_s \geq 18 cm^2/m$ — 9,0 cm^2/m en cada cara y dirección

Es más limitante la cuantía mínima como ratio de gran canto.

NOTE BOOK

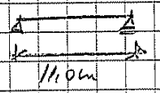
CONEXIÓN LOSA - PANTALLAS

Hipótesis: → Máximo cortante ascendente
→ Máximo cortante descendente

a) Máximo cortante ascendente

acciones: — peso propio
— sobrecarga
} la losa está levantada en tercera

— esquema estático:



$q_d = 1,00 g_1 + 1,50(Sobrec) =$
$= 1,00 (1375) + 1,50 (660) = 852,5 kN/m$ (#)

b) Máximo cortante descendente.

acciones: — peso propio + cargas permanentes
— tráfico ferroviario.
— Sobrecarga.

Obs: Se toma según se considera la actuación de una sobrecarga igual a la mitad de la máxima

$q_d = 1,35(73,36 + 146,71) + 1,50(96,17) = 441,85 kN/m$

(##) En caso de no finalizar el solligue de apoyo hasta haber completado el relleno de hormigón pobre

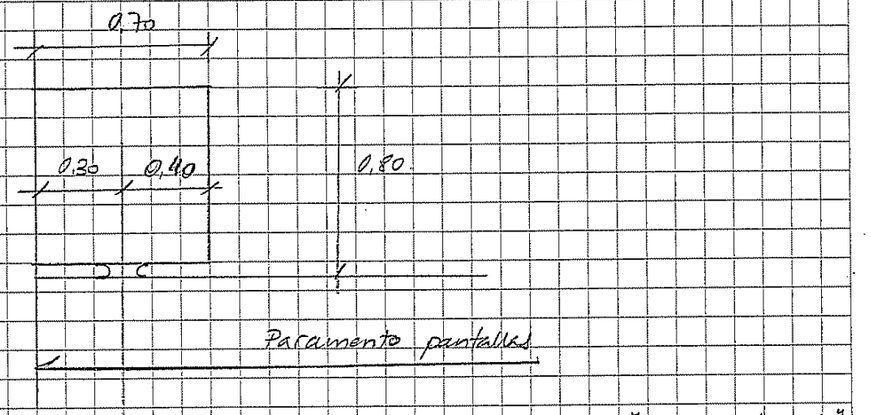
$q_d = -75 + 1,50 \cdot 120 + (2,15 - 0,2) * 23 = -75 + 180 - 21,25 = 123,75 kN/m$

Relleno de hormigón pobre

$q_d = 123,75 kN/m * 5,50m = 680,6 kN/m$

NOTE BOOK

ADOSADO EN MÉNSULAS CORTAS



$R_d = 850$ kN/m

"Hormigón Armado" D. Jiménez Montoya

Dimensionamiento como ménsula corta. Método ACI

i) Armadura a flexión

$R_d = 850$ kN/m

$m_d = R_d \cdot e = 850$ kN/m $\cdot$ 0,30m $= 255$ kN·m/m

$h = 0,80$m

$d = 0,75$m

$z = 0,80d = 0,60$m

$$T_d = \frac{m_d}{z} = \frac{255 \text{ kN·m/m}}{0,60\text{m}} = 0,425 \text{ MN/m}$$

$$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0,425 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 10,625 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración.

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 0,80 \cdot \frac{25/1,50 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} = 13,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

NOTE BOOK

ii) Armadura de rasante: A_0

$$A_0 \geq \frac{F_{Td}}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{0,850 \text{ MN/m}}{1,00 \cdot 400 \text{ MPa}} = 21,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

↑ Hormigonado sobre pantalla endurecida (Rugosidad alta)

Obs: limitación por aplastamiento del hormigón:

$\tau_d \leq 0,25 f_{cd} = 4,17$ MPa

$$\tau_d = \frac{0,85 \text{ MN/m}}{0,80 \text{ m}^2/\text{m}} = 1,0625 \text{ MPa} \ll \tau_{d,\max} \quad (21)$$

Dimensionamiento:

$A_{cn} = A_0 + A_h = 21,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_b = 1,5 A_f + A_h = 15,9375 \text{ cm}^2/\text{m}$

Resulta que $A_{cn} > A_b$.

$A_1 = \frac{2}{3} A_0 = \frac{2}{3} 21,25 = 14,17 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_2 = \frac{1}{3} A_0 = \frac{1}{3} 21,25 = 7,083 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se dispone todo en la cuantía posición (para no tener que hacer unos taladros)

$A_{s,total} = A_1 + A_2 = 21,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si sobra con $\phi 25$ a 0,23 — Se disponen $\phi 25$ a 0,25

NOTE BOOK

Longitud de anclaje de 2 Φ25

$l_{b\,2\Phi25} = 1{,}40 \cdot 15 \cdot 2{,}5^2 = 131{,}25\,cm$

Reducción por patilla: $l_b = 0{,}70 \cdot 131{,}75 = 91{,}9\,cm^2 \simeq 100\,cm$ (24)

En sentido contrario:

$Rd = 445\,kN/m$

i) Armadura de flexión:

$M = 445\,kNm$

$md = Rd \cdot e = 0{,}445\,MN/m \cdot 0{,}30m = 0{,}1335\,MN \cdot m/m = 133{,}5\,kN \cdot m/m$

$h = 0{,}80m$

$d = 0{,}75m$

$z = 0{,}80d = 0{,}60m$

$Td = \dfrac{133{,}5\,kN \cdot m/m}{0{,}60m} = 222{,}5\,kN/m = 0{,}2225\,MN/m$

$A \geq \dfrac{Td}{f_{yd}} = \dfrac{0{,}2225\,MN}{400\,MPa} = 5{,}56\,cm^2/m$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0{,}04 \cdot A_c \cdot \dfrac{f_{cd}}{f_{yd}} = 13{,}33\,cm^2/m$

ii) Armadura de rasante = A_0

$A_0 \geq \dfrac{Fd}{\mu \cdot f_{yd}} = \dfrac{0{,}445\,MN/m}{2{,}0 \cdot 400\,MPa} = 11{,}125\,cm^2/m$

↑ Hormigonado sobre pantalla endurecida con rugosidad alta

NOTE BOOK

Dimensionamiento

$A_0 = A_0 + A_h = 11{,}125\,cm^2/m$

$A_1 = 1{,}50 \cdot A_2 + A_h = 4{,}50 \cdot 5{,}56\,cm^2/m = 8{,}34\,cm^2/m$

Resulta que $A_1 > A_0$

$\Rightarrow A_1 = \frac{2}{3} A_0 = \frac{2}{3} 11{,}125\,cm^2/m = 7{,}42\,cm^2/m$

$A_2 = \frac{1}{3} A_0 = \frac{1}{3} 11{,}125\,cm^2/m = 3{,}708\,cm^2/m$

Se disponen todo en la misma posición (para no aumentar el nº de taladros)

$A_{total} = 7{,}42 + 3{,}708 = 11{,}125\,cm^2/m$

Se cubre con Φ20 a 0,25

NOTE BOOK

CUELGUE de la REACCIÓN

$R_d = 440\ kN/m$

$A_s \geq \frac{R_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}440\ MN/m}{400\ MPa} = 0{,}0011\ m^2/m \div 11{,}0\ cm^2/m$

Se cubre con 1 rama $\phi 20$ a 0,20 ($15{,}71\ cm^2/m$)

Pantallas del margen izquierdo.

Longitud total: 10,0m

Longitud con conexión $l = 8{,}70m$ $\Delta r = \frac{1,0}{8,70} \leq 15\%$

Se verifica la conexión para esfuerzos un 15% superiores

$\rightarrow R_d' = 1{,}15 \cdot R_d = 1{,}15 \cdot 850 = 977{,}5\ kN/m$

i) $n_d = R_d' \cdot e = 977{,}5\ kN/m \cdot 0{,}30m = 293{,}25\ kN\,m/m$

$h = 0{,}80m$

$d = 0{,}75m$

$z = 0{,}80 \cdot d = 0{,}60m$

$T_d = \frac{n_d}{z} = \frac{293{,}25\ kN\,m/m}{0{,}60m} = 0{,}489\ MN/m$

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}489\ MN/m}{400\ MPa} = 12{,}22\ cm^2/m$

ii) $A_s \geq \frac{F_{vd}}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{0{,}9775\ MN/m}{1{,}00 \cdot 400\ MPa} = 24{,}44\ cm^2/m$

↑ Hormigonado sobre pantalla endurecida rugosidad alta

Dimensionamiento:

$A_m = A_0 + A_h = 24{,}44\ cm^2/m$

$A_0 = 1{,}50 \cdot A_f + A_h = 1{,}50 \cdot 12{,}22\ cm^2/m = 19{,}33\ cm^2/m$

Resulta $A_m > A_0 \rightarrow$

$\Rightarrow A_1 = \frac{2}{3} A_0 = \frac{2}{3} 24{,}44 = 16{,}29\ cm^2/m$

$A_2 = \frac{1}{3} A_0 = \frac{1}{3} \cdot 24{,}44 = 8{,}15\ cm^2/m$

Se dispone todo en la misma posición (para no tener que hacerlo a tresbolillo)

$A_{s,total} = 24{,}44\ cm^2/m \leftarrow$ se coloca con $\phi 25$ a 0,20

En el arranque de la rasante

Armadura necesaria por cortante A_{sx} = 5,49 cm²/m/m

Armadura dispuesta $A_{sx,disp}$ = 18,096 cm²/m/m (3 capas a 0,25 de 20 Φ12 pmd)

ΔA_{sx} = 18,096 - 5,49 = 12,606 cm²/m/m

En el arranque: V_d = 440 kN/m

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0,440\ kN/m}{400\ MPa} = 11\ cm^2/m$

En el 1º metro de dispone cada Φ16

A_s = 32,19 cm²/m/m

A_{margen} = 32,19 - 5,49 = 26,69 cm²/m

Si cuelga la rasante con la armadura de $\left(\frac{26,69}{11}\right)^{-1}$ = 0,40 m

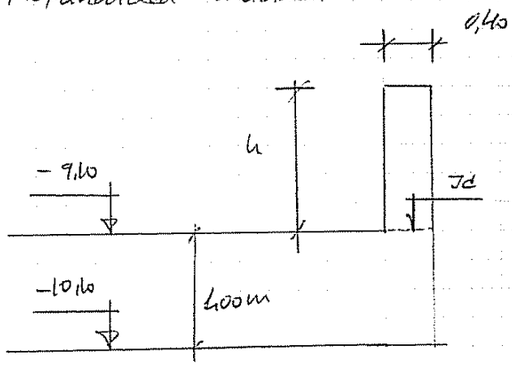
40 cm de anclaje (OK!)

NOTE BOOK

MUROS de SALTO

Muros de cierre entre contrafuerte y losa plana.

Profundidad máxima:



h_{max} = 4,25 m

Presión de agua $p_w = h \cdot \gamma$

h = 11,10 m → Se toma h = 11,50 m (altura de aguas)

p_w = 115 kN/m² ; $p_{w,d}$ = 1,50 · 115 = 172,5 kN/m² = 175 kN/m²

Dimensionamiento cuno.

En el arranque: $m_d = \frac{p_{w,d} \cdot h^2}{2} = \frac{175 \cdot 4,75^2}{2}$ = 136,75 ≈ 140 kNm/m

Dimensionamiento con programas BASIC r = 0,07 m (Recubrimiento mecánico)

$A_s \geq 10,5\ cm^2$ → se cubre con Φ20 a 0,20 (15,71 cm²/m)

m_u = 208,94 kN·m/m (CSA = $\frac{208,94}{136,75}$ = 1,528 OK!)

x = 0,1826 d → Fallo dúctil por el acero en tracción

Cuantía mínima: $A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 0,40 \cdot \frac{25/1,5}{434,8}$ = 6,133 cm²/m

OK!

$Vd = p_{m}d \cdot h = 175 \cdot 4,75 = 218,75\ kN/m$

$Vd = 220\ kN/m$
$r = 0,07;\ A_s = 15,7\ cm^2/m$ } $A_\alpha \geq 7,94\ cm^2/m/m$

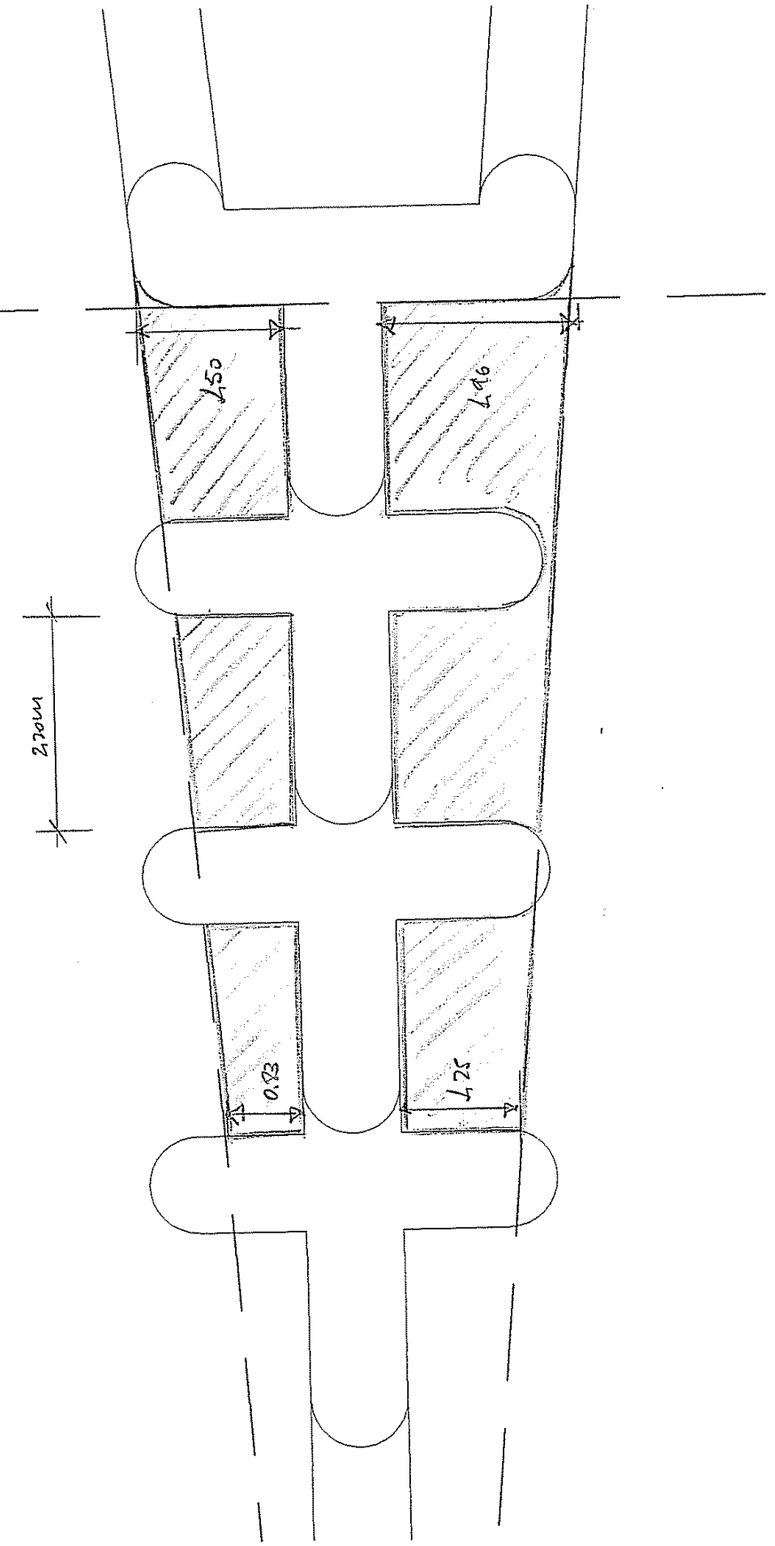
Se cubre con $\phi 10$ a $0,20 \times 0,20$
↑ $(19,625\ cm^2/m/m)$

Cuantías geométricas mínimas. (cara única)

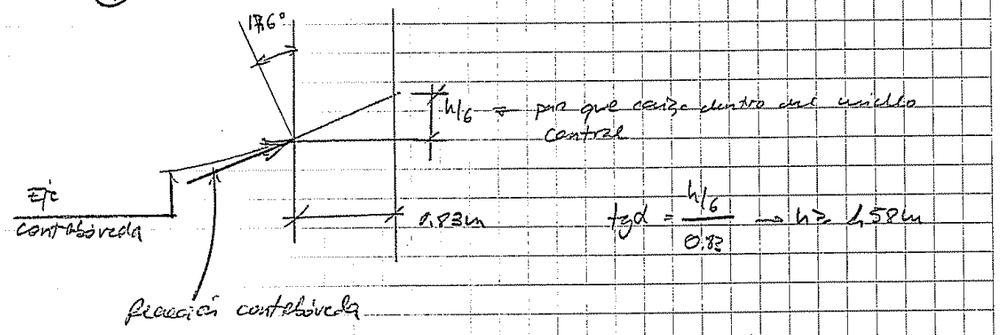
$\rho \geq 4,6‰$
$A_c = 0,40\ m^2/m$ } $A_s \geq 0,40\ cm^2/m \rightarrow 3,20\ cm^2/m$ en cada cara.

Se cubre con $\phi 12$ c $0,20$. $(5,655\ cm^2/m)$

Geometría



CASO (A)

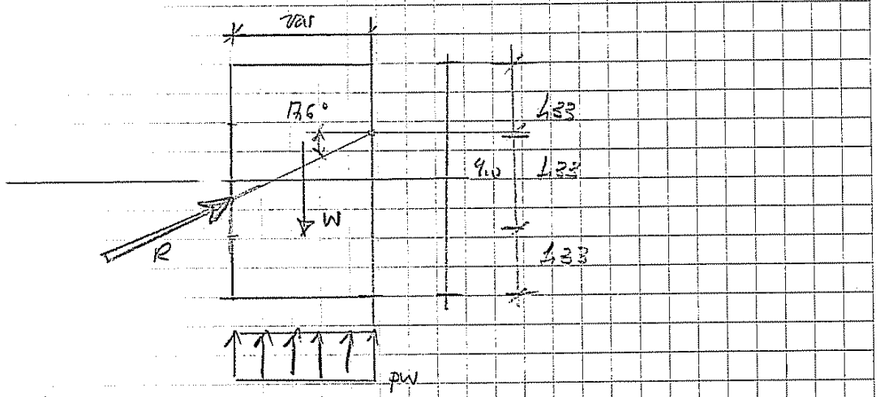


$tg\alpha = \frac{h/6}{0.83} \rightarrow h \geq 1,58m$

CASO (B)

$tg\alpha = \frac{h/6}{1,96} \rightarrow h \geq 3,72m$

Se toma $h = 3,75m \rightarrow$ 1,875 m a cada lado del eje de apoyo en la contrabóveda.



ACCIONES.

- Reacción apoyo pantallas en contrabóveda $R = 1350$ KN/m
- Reacción contrabóveda contra las pantallas debido a la subpresión

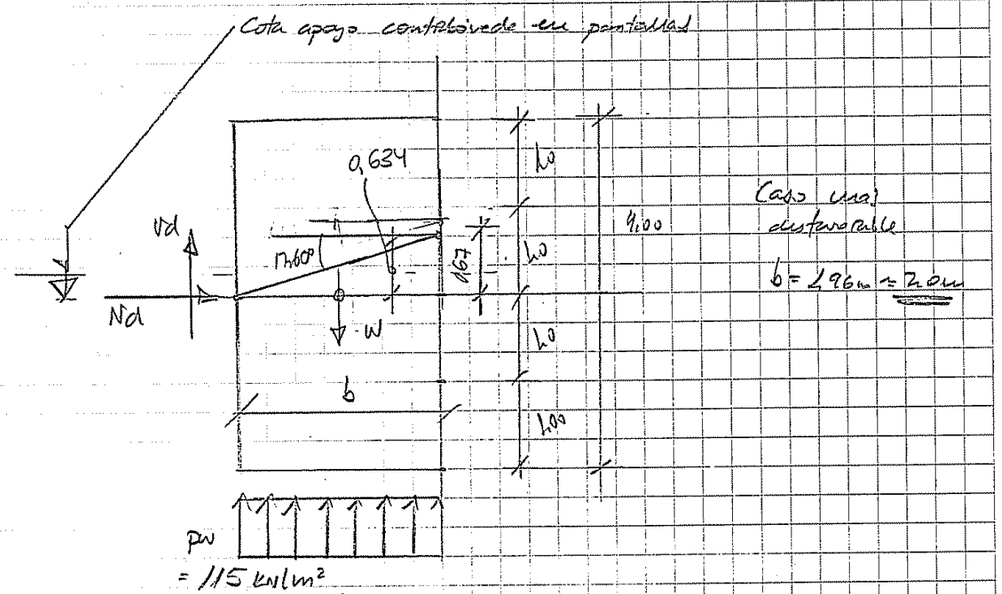
$R = 960$ KN/m

Total reacción contrabóveda (Incluido en peso propio)

$R_d = 3350$ KN/m

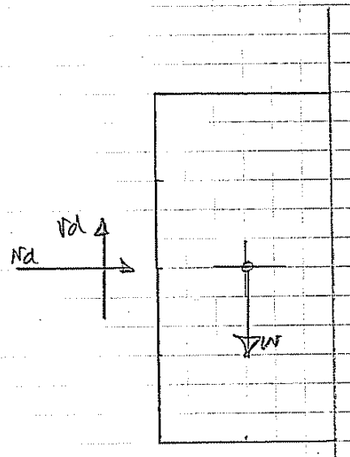
$V_d = 1,50 \cdot 1325 = 950$ KN/m

Ver Nota de Cálculo de la contrabóveda de este tramo.



- Acciones transmitidas por la contrabóveda | $N_{cd} = 3350$ KN/m; $V_d = 950$ KN/m
- Subpresión: $p_w = 115$ KN/m²
- Peso propio: $g_1 = 200$ KN/m

Distribución de tensiones.



$Nd' = Nd = 3350\ kN/m$

$Vd' = Vd + pN \cdot 2,0 - W$

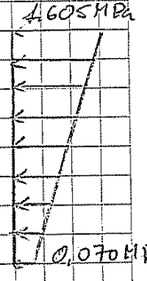
$Vd' = 950 + 1,50 \cdot 115 \cdot 2,0 - 200 = 1095\ kN/m$

$Md' = Vd \cdot 2,0 + (1,50 \cdot pN)\frac{2,0^2}{2} - g_L \cdot \frac{2,0}{2}$

$= 950 \cdot 2,0 + 1,50 \cdot 115 \cdot 2,0 - 200 \cdot 1,0 = 2045\ kN \cdot m/m$

$Nd' = 3350\ kN/m$
$Vd' = 1095\ kN/m$
$Md' = 2045\ kN \cdot m/m$

Distribución de tensiones en el contacto



$A = 4,0\ m^2/m$

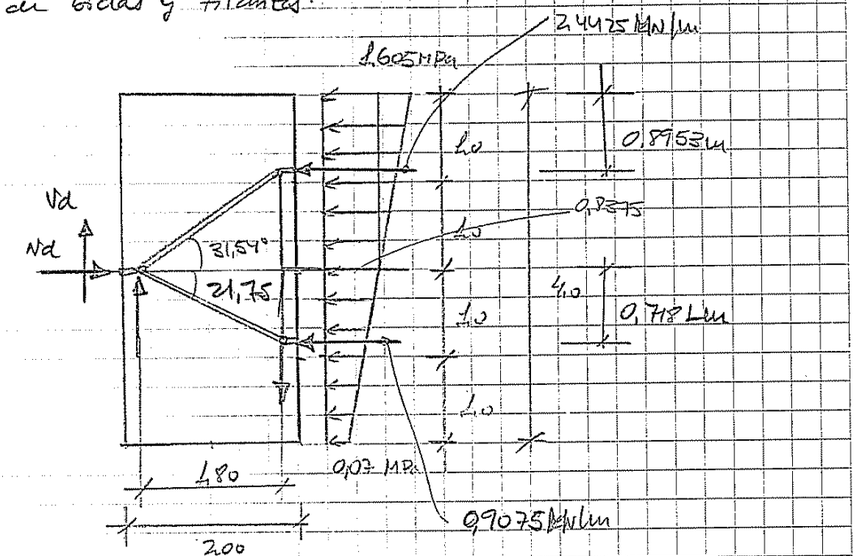
$I = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 4,0^3 = 5,33\ m^4/m$

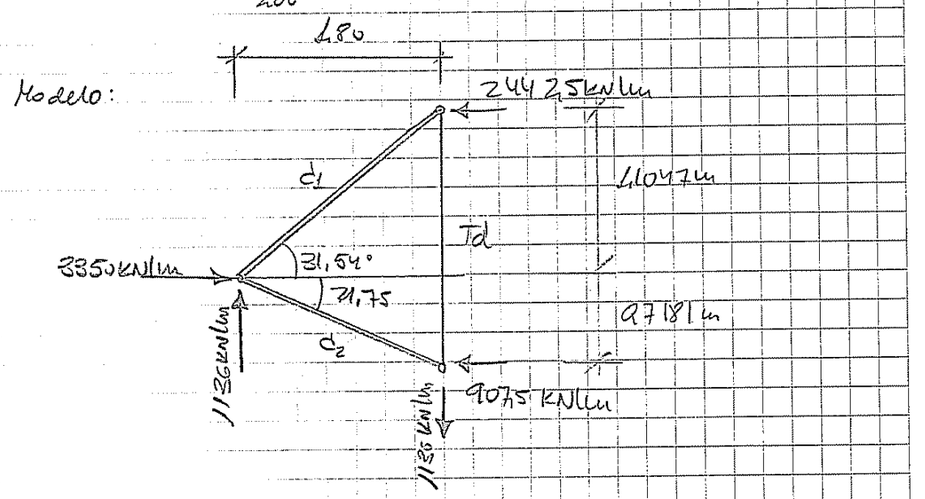
$\sigma_{máximo} = \frac{Nd'}{A} \pm \frac{Md'}{W} = \frac{3350 \cdot 10^{-3}\ MN/m}{4,0\ m^2/m} \pm \frac{2045 \cdot 10^{-3}\ MN \cdot m/m}{5,33\ m^4/m} \cdot 2,0$

$= 0,8375 \pm 0,7674$ → 1,605 MPa; 0,070 MPa

Todo comprimido OK!

Modelo de bielas y tirantes:





Equilibrio:

$$\begin{cases} C_1 \cdot \cos 31,54 + C_2 \cdot \cos 21,75 = 3350 \\ C_1 \cdot \operatorname{sen} 31,54 = 1136 + C_2 \cdot \operatorname{sen} 21,75 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0,8528 \cdot C_1 + 0,9288 \cdot C_2 = 3350 \\ 0,5231\ C_1 - 0,3706\ C_2 = +1136 \end{cases} \rightarrow C_2 = 984,20\ kN/m$$

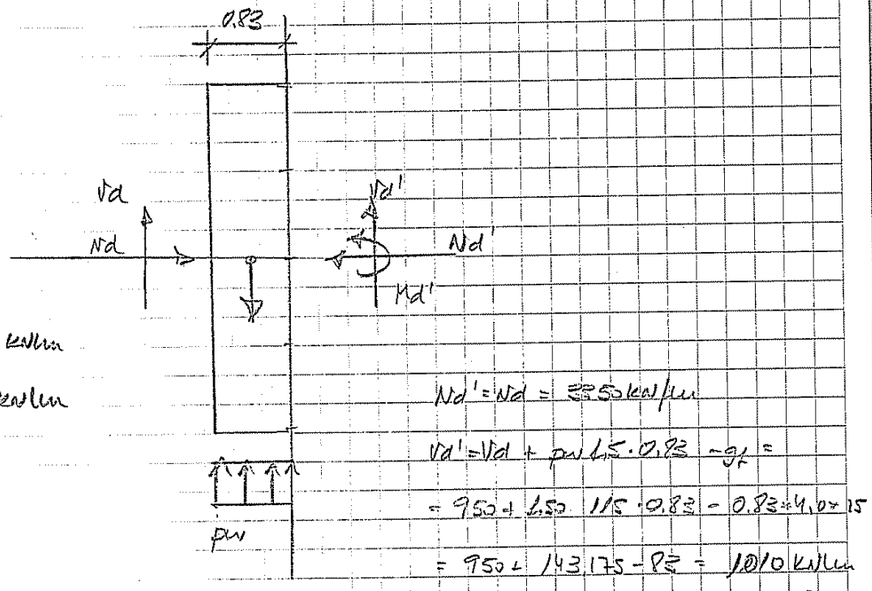
$Td = C_1 \cdot \operatorname{sen} 31,54 = 2858,01 \cdot \operatorname{sen} 31,54 = 1495,01\ kN/m$

$C_1 \cdot \cos 31,54 = 2858,01 \cdot \cos 31,54 = 2435,79\ kN/m$ OK!

$Td = 1136\ kNlm = 1,136\ MNlm$

$A_s \geq \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{1,136\ MNlm}{400\ MPa} \Rightarrow 28,4\ cm^2/m$

Verificación para el año con extremo:



$Nd = 3350\ kNlm$

$Vd = 950\ kNlm$

$Nd' = Nd = 3350\ kN/m$

$Vd' = Vd + pw\,1,5 \cdot 0,83 - g_f =$

$= 950 + 1,50 \cdot 115 \cdot 0,83 - 0,83 \cdot 4,0 \cdot 15$

$= 950 + 143,175 - 82 = 1010\ kNlm$

$Md' = 950 \cdot 0,83 + 1,5 \cdot 115 \cdot \frac{0,83^2}{2} -$

$- 0,83 \cdot 4 \cdot 75 \cdot \frac{0,83}{2}$

$= 813,5\ kN\,m/m$

$Nd' = 3350\ kNlm$	
$Vd' = 1010\ kNlm$	
$Md' = 815\ kN\,m/m$	

Distribución de tensiones en el contacto:



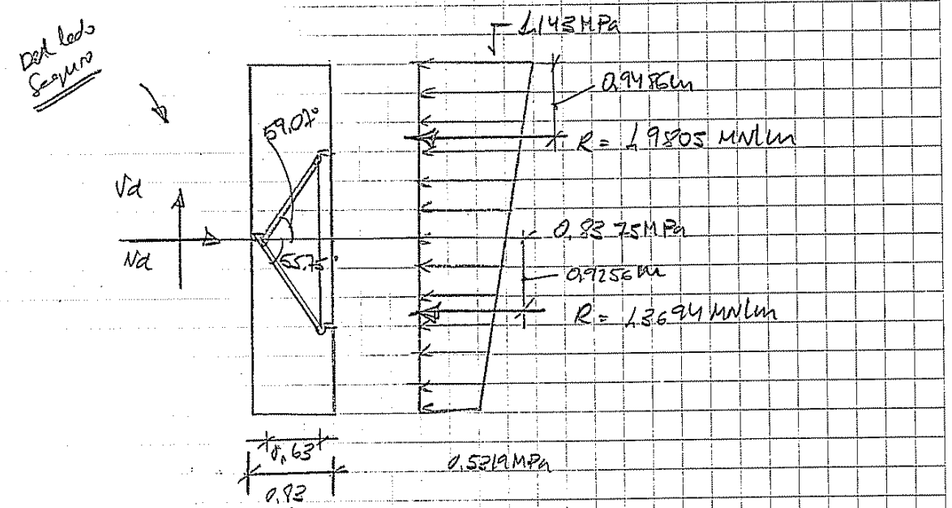
$A = 4,0\ m^2$

$I = \frac{1}{12} \cdot 2,0 \cdot 1,0^3 = 5,333\ m^4/m$

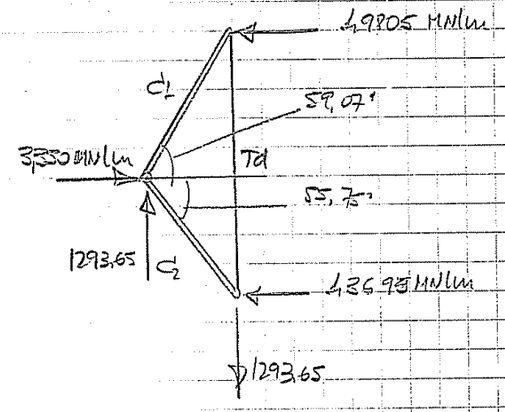
$\sigma = \frac{3,35\ MNlm}{4,0\ m^2/m} \pm \frac{0,815\ MN\,m/m}{5,333\ m^4/m} \cdot 2,0\ m = 0,875 \pm 0,3056$

$\sigma_{max} = 1,143\ MPa$; $\sigma_{min} = 0,5719\ MPa$ Todo comprimido

Modelo de bielas y tirantes:



Modelo:



Equilibrio: $C_1 \cdot \cos 59,07 = 1,9805\ MNlm \rightarrow C_1 = 3,853\ MNlm$

$C_2 \cos 55,75 = 1,3695\ MNlm \rightarrow C_2 = 2433\ MNlm$

$Td = C_1 \cdot \operatorname{sen} 59,07 = 3,853 \cdot \operatorname{sen} 59,07 = 3,305\ MNlm$

Verificación: $C_1 \cdot \cos 59,07 + C_2 \cdot \cos 55,75 = 3,35$

$3,853 \cdot \cos 59,07 + 2433 \cdot \cos 55,75 = 3,35$

$1,980 + 1,369 = 3,35$ OK!

$C_1 \cdot \operatorname{sen} 59,07 = 1,294 \rightarrow C_2 \cdot \operatorname{sen} 55,75$

$3{,}85 \cdot \operatorname{sen} 59{,}07 = 1{,}293{,}65 + 2{,}433 \operatorname{sen} 55{,}75$

$3{,}305 = 1{,}293{,}65 + 2{,}011$ (OK!)

$Td = 3{,}305\ MN/m$

$A_s \geq \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{3{,}305\ MN/m}{400\ MPa} = 82{,}63\ cm^2/m$ ← Muy alto es muy conservador

CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS.

$Nd = 335\ kN/m$

$Td = 0{,}25 \cdot Nd = 0{,}25 \cdot 3{,}35\ MN/m$ (Con Lado Seguro)

$Td = 0{,}8375\ MN/m$ ← $A_s \geq \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{0{,}8375\ MN/m}{400\ MPa} = 20{,}94\ cm^2/m$

OK!

En Sentido Vertical

↗ Se cubre con

$2\phi 20$ a $0{,}20$

CONEXIÓN PANTALLAS

V_d = 1095 kN/m (En el contacto recercado – pantallas)

$\tau_{nd} = \frac{V_d}{h} = \frac{1{,}095\ MN/m}{4{,}0\ m} = 0{,}275\ MPa$ ($< 0{,}25 f_{cd}$)

$0{,}25 f_{cd} = 4{,}17\ MPa$

Se supone rugosidad baja $\mu = 0{,}60$

Axil:

↑

Se considera el axil de apoyo de la contrabóveda sobre las pantallas N_d = 2240 kN/m (No se incorpora en favorable)

Resistencia junta frente a esfuerzos rasantes:

$\tau_{rd} = \beta f_{ctd} + \frac{A_{st}}{s_p} f_{yd} (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) + \mu \cdot \sigma_{cd} \leq 0{,}25 f_{cd}$

$\frac{A_{st}}{s} \geq \frac{(\tau_d - \mu \cdot \sigma_{cd}) p}{f_{yd} (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha)}$

$\tau_d = \frac{1{,}095\ MN/m}{4{,}0\ m} = 0{,}275\ MPa < 0{,}25 f_{cd} = 4{,}17\ MPa$

$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{2{,}24\ MN/m}{4{,}0\ m} = 0{,}56\ MPa$

Sustituyendo: $\alpha = 90°$ — $\tan\alpha = \infty$; $\cos\alpha = 0{,}0$

$\frac{A_{st}}{s} \geq \frac{(0{,}275 - 0{,}60 \cdot 0{,}56) \cdot 4{,}0}{400 \cdot 0{,}60} \leq 0$ ← No hace falta armadura

Se dispone cuantía mínima:

$\frac{A_{st}}{s_p} \geq \frac{0{,}3 p}{f_{yd}}$ — $\frac{A_{st}}{s} \geq \frac{0{,}3 \cdot 4{,}0}{400} = 3\ cm^2/m$

Se cubre con planos a 0,4 de s_p

$A_{st}/s = 39{,}3\ cm^2/m$

(10)

NOTE BOOK

DIMENSIONAMIENTO COMO VIGA DE GRAN CANTO:

a) caso de b = 0,83

q_d = 1010 kN / 2,20m = 459,09 kN/m

dimensionamiento s/ EHE

$T_d = 0{,}20\ q_d \cdot \ell = 0{,}20 \cdot 460\ kN/m \cdot 2{,}20m = 0{,}2024\ MN$

$T_d = A_s \cdot f_{yd} = 0{,}2024\ MN$

despejando $A_s \geq \frac{0{,}2024\ MN}{400\ MPa} = 5{,}06\ cm^2$ ← muy bajo

b) caso de b = 2,00

q_d = 1095 kN / 2,20m = 497,72 kN/m ≈ 502 kN/m

$T_d = 0{,}20 \cdot 0{,}50\ MN/m \cdot 2{,}20m = 0{,}22\ MN$

$A_s \geq \frac{0{,}22\ MN}{400\ MPa} = 5{,}50\ cm^2$ ← muy bajo

Cualquiera de la reacción $R_d = 1095\ kN \cdot \frac{2{,}20m}{2} = 1205\ kN$

$A_s \geq \frac{R_d}{f_{yd}} = \frac{1{,}205\ MN}{400\ MPa} = 30{,}125\ cm^2$ ← a repartir en todo el contorno

Conexión a pantallas:

a) b = 0,83 $\tau_d = \frac{1{,}205\ MN}{0{,}83m \cdot 4{,}0m} = 0{,}363\ MPa < 0{,}25 f_{cd}$ OK!

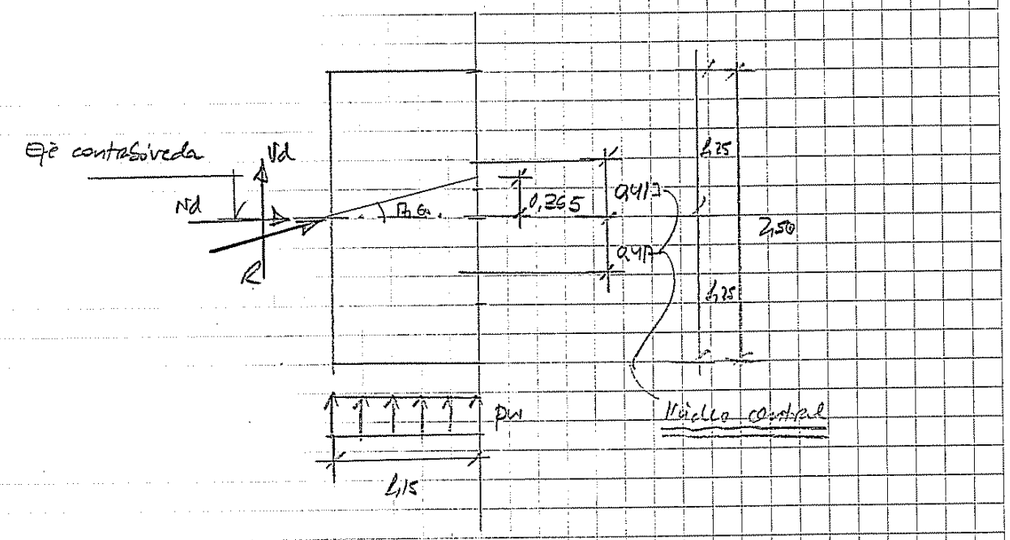
$\frac{A_{st}}{s} \geq \frac{0{,}363\ MPa \cdot 4{,}0m}{0{,}60 \cdot 400\ MPa} = 60{,}49\ cm^2/m$

b) b = 2,00m $\tau_d = \frac{1{,}205\ MN}{2{,}0m \cdot 4{,}0m} = 0{,}1506\ MPa$

$\frac{A_{st}}{s} \geq \frac{0{,}1506\ MN/m^2 \cdot 4{,}0m}{0{,}60 \cdot 400\ MN/m^2} = 25{,}10\ cm^2/m$

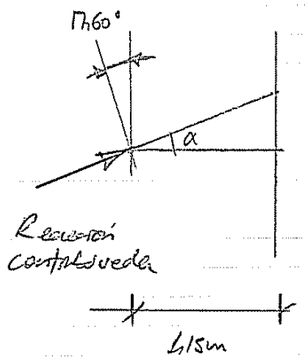
(11)

Se cubre con $1\phi 20$ a 0.20×0.20 ($78,55\ cm^2/m^2$) OK!



- Acciones transmitidas por la contraviga $Nd = 33.50\ kN/m$
  $Vd = 95.0\ kN/m$
- Subpresión $pw = 11.5\ kN/m^2$
- Pes. propio: $g = 71.9\ kN/m$

Tramo inicial

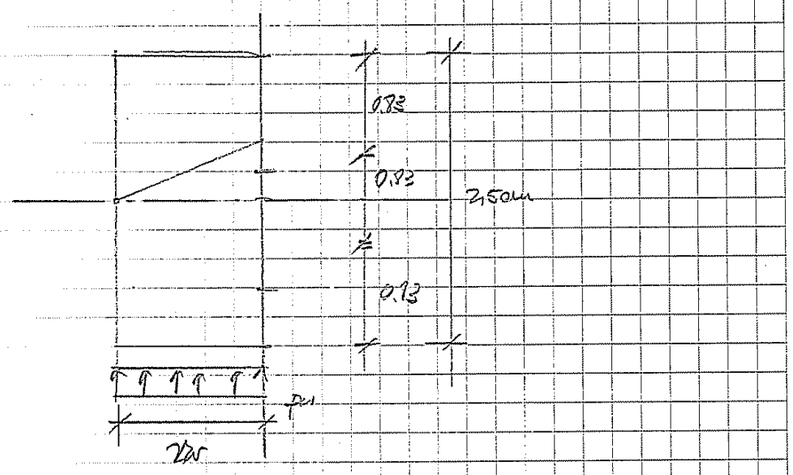




$tg\alpha = \frac{h/6}{1,15m} = tg\ 17,6 = 0,2172$

$h \geq 2,19 \simeq 2,20m$

Se toma 2,50m



Acciones:

- Reacción apoyo pantallas en contratrabe de 1350 kN/m
- Reacción contratrabe sobre las pantallas debido a la sobrecarga $R = 960 kN/m$

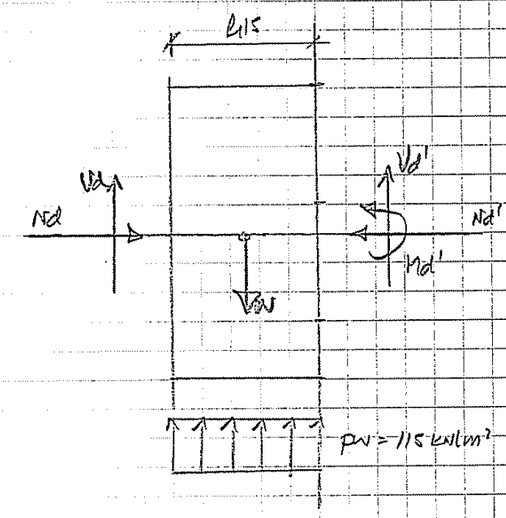
Total reacción contratrabe (incluido el peso propio)

$Rd = 3325 kN/m$

$Vd = 1,50 \cdot 6325 kN/m - 950 kN/m$

Ver Nota de Cálculo de la contratrabe en este tramo.

Distribución de tensiones normales en el contacto



$Nd' = Nd = 3325 kN/m$

$Vd' = Vd + pw \cdot 1,15 - W = 950 + 115 \cdot 1,50 \cdot 1,15 - 7,9 = 1076,5 kN/m$

$Md' = Vd \cdot 1,15 + 1,50 \cdot 115 \cdot \frac{1,15^2}{2} - 7,9 \cdot \frac{1,15}{2} = 1249,5 kN.m/m$

$\simeq 1250 kN.m/m$

Nd' =	3325 kN/m
Vd' =	1080 kN/m
Md' =	1250 kN.m/m

e = 0,37 m ← dentro del núcleo central (0,417m)

Distribución de tensiones normales en el contacto

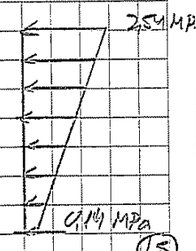
$A = 2,50 m^2/m$

$I = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 2,5^3 = 1,302 m^4/m$

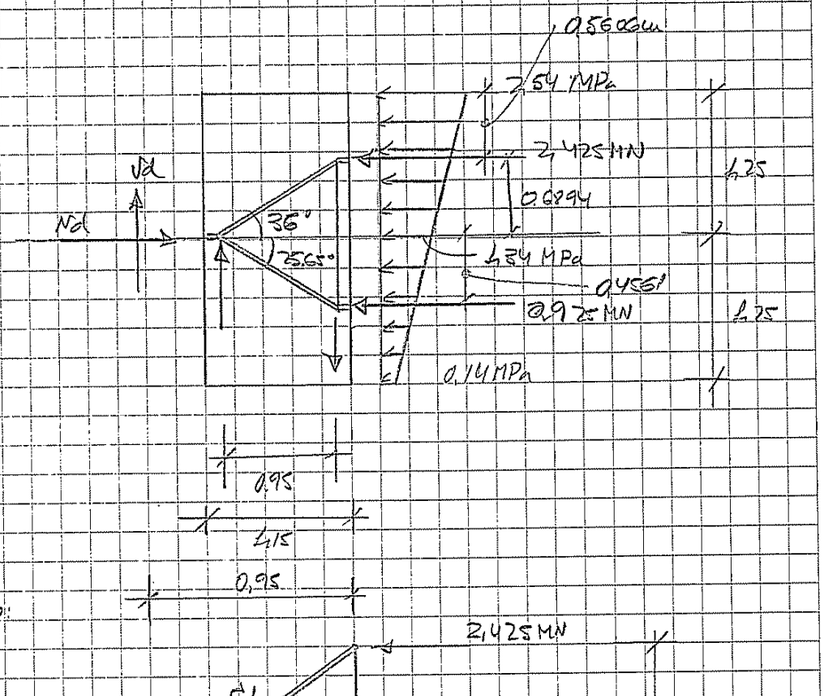
$\sigma_{máximo} = \frac{Nd}{A} \pm \frac{Md}{I} \cdot y_m = \frac{Nd}{A} \pm \frac{Md}{W} = \frac{3,325 MN/m}{2,50 m^2/m} \pm \frac{1,25 MN.m/m}{1,302 m^4/m} \cdot 1,25$

$= 1,34 \pm 1,199 = \begin{cases} 2,54 MPa \\ 0,14 MPa \end{cases}$

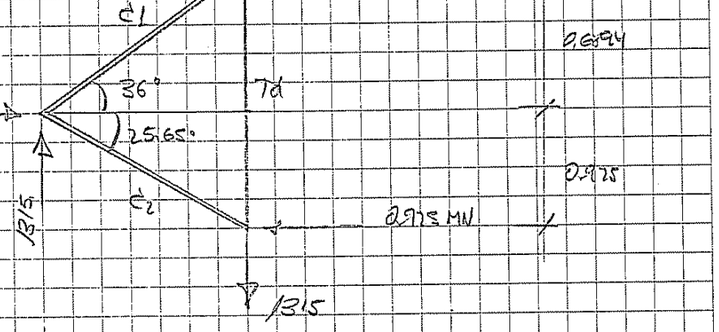
Todo comprimido OK!



Modelo de Bielas y Tirantes



Modelo:



Equilibrio:

$$\begin{cases} C_1 \cos 36° + C_2 \cdot \cos 25{,}65 = 3{,}350 \\ C_1 \cdot \operatorname{sen} 36° - C_2 \cdot \operatorname{sen} 25{,}65 = 1{,}215 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0{,}8090\, C_1 + 0{,}9015\, C_2 = 3{,}35 \longrightarrow C_1 = 2{,}995 \text{ MN/m} \\ 0{,}5878\, C_1 - 0{,}4329\, C_2 = 1{,}215 \longrightarrow C_2 = 1{,}029 \text{ MN/m} \end{cases}$$

$T_d = C_1 \cdot \operatorname{sen} 36° = 2{,}995 \text{ MN/m} \cdot \operatorname{sen} 36° = 1{,}7602 \text{ MN/m}$

$C_1 = \cos 36° \cdot 2{,}422 \text{ MN/m}$ OK!

$T_d = 1{,}76 \text{ MN/m}$

Si cubre con 2Φ25 a 0,20

$$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{1{,}76 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = \frac{44{,}01 \text{ cm}^2/\text{m}}{1}$$

↑ Se aplica en todos los casos

CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS

$N_d = 3350 \text{ kN/m}$

$T_d = 0{,}25 \cdot N_d = 0{,}25 \cdot 3350 = 0{,}8375 \text{ MN/m}$

$$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}8375 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 20{,}94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

↑ Se cubre con 2Φ20 a 0,20 (≥ 1,42 cm²/m)

CONEXIÓN PANTALLAS

$V_d' = 1095\ kN/m$

$\tau_{und} = \frac{V_d'}{b} = \frac{1.095\ MN/m}{2.50m} = 0.438\ MPa < 0.75 f_{cd} = 4.17\ MPa$

Resistencia punta frente a esfuerzos rasantes

$\tau_{rd} = k\, f_{ctd} + \frac{A_{st}}{S_p} f_{yd} (\mu \sin\alpha + \cos\alpha) \geq \mu \cdot \tau_{cd} \leq 0.75 f_{cd}$

$\frac{A_{st}}{S_p} \geq \frac{(\tau_{rd} - \mu \cdot \tau_{cd})}{f_{yd}(\mu \sin\alpha + \cos\alpha)} =$

$\tau_{cd} = \frac{1.095\ MN/m}{4.0m} = 0.27375 < 0.75 f_{cd} = 4.17 MPa$

$\tau_{cd} = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{2.24\ MN/m}{2.50m} = 0.896\ MN/m^2$ (Sin momento, es favorable)

Sustituyendo $\alpha = 90° \rightarrow \sin\alpha = 1.0;\ \cos\alpha = 0.0$

$\frac{A_{st}}{S_p} \geq \frac{(0.275 - 0.60 \cdot 0.896)}{400 \cdot 0.60} \leq 0$ — No hace falta armadura

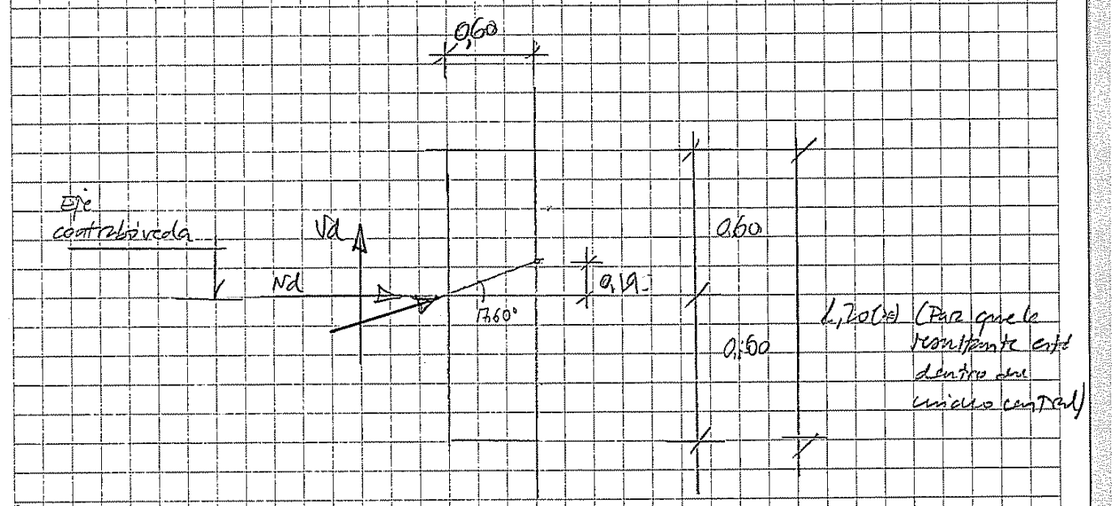
Se dispone cuantía mínima

$\frac{A_{st}}{S_p} \geq \frac{0.38}{f_{yd}} \rightarrow \frac{A_{st}}{S_p} \geq \frac{0.38 \cdot 4.0}{400} = 38\ cm^2/m$

Se disponen planos a 0,40 de 5Ø20

$A_{st}/S_p = 39.275\ cm^2/m^2$ OK.

NOTE BOOK



- Acciones transmitidas por la contrabóveda

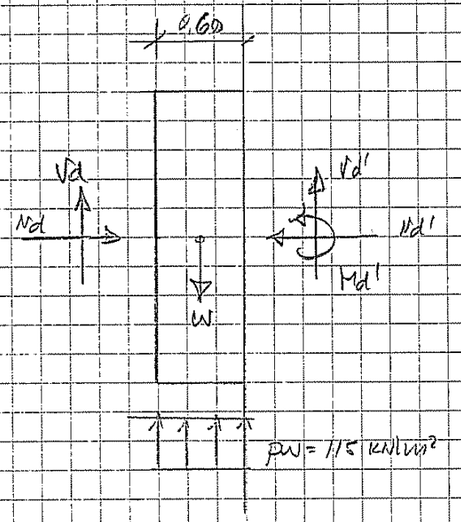
  $N_{cd} = 2.50\ kN/m$

  $V_d = 9.50\ kN/m$

- Sobrecarga $p_N = 11.5\ kN/m^2$
- Peso propio $g_L = 18.0\ kN/m$

NOTE BOOK

Distribución de tensiones normales en el contacto



$Nd' = Nd = 3350$ kN/m

$Vd' = Vd + pw \cdot 0,60 - W = 950 + 1,15 \cdot 0,60 \cdot 1,50 - 18,0 = 1036,0$ kN/m

$Md' = Vd \cdot 0,30 + pw \cdot \frac{0,60^2}{2} \cdot 1,50 - 18,0 \text{ kN/m} \cdot \frac{0,60}{2} = 595,65$ kN.m/m

$Nd' = 3350$ kN/m

$Vd' = 1036$ kN/m

$Md' = 600$ kN.m/m

$e = 0,179 \leq \frac{h}{6}$ ← Todo comprimido

Distribución de tensiones normales en el contacto

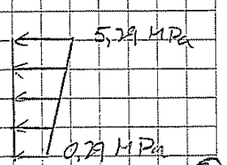
$h = 1,20$ m

$I = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 1,2^3 = 0,144$ m⁴/m

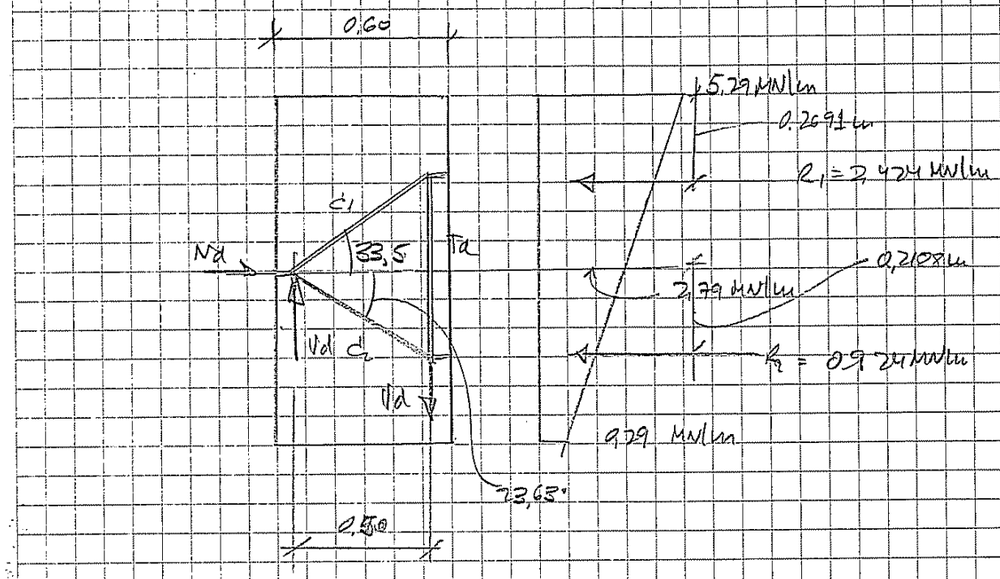
$$\sigma_{máx} = \frac{Nd}{A} \pm \frac{Md}{I} y_m = \frac{3,35 \text{ MN/m}}{1,20 \text{ m²/m}} \pm \frac{0,600 \text{ MN.m/m}}{0,144 \text{ m⁴/m}} \cdot 0,60 \text{ m}$$

$= 2,79 \pm 2,50 =$ 5,29 MPa / 0,29 MPa

Todo comprimido



NOTE BOOK



Equilibrio

$C_1 \cdot \cos 33,5° = 2,424$ MN/m → $C_1 = 2,91$ MN/m

$Td = C_1 \cdot \sin 33,5° = 1,604$ MN/m

$$A_s \geq \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{1,604 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 40,11 \text{ cm²/m}$$

→ 5 cuños con 2 ϕ 20 c/0,15

NOTE BOOK

CONEXIÓN PANTALLAS

$V_d' = 1095\ kN/m$ (En el contacto recreación - pantalla)

$\tau_{md} = \frac{V_d'}{4} = \frac{1,095\ MN/m}{4,0\ m} = 0,27375\ MPa$ ($< 0,25 f_{cd}$) $4,17\ MPa$

Se supone rugosidad baja, $\mu = 0,60$

Axil = 2240 kN/m (como es favorable no se mayora)

Armadura pasante frente a esfuerzos rasantes

$$\tau_{rd} = \rho f_{yd} \left(\frac{A_{st}}{s_p}\right)(\mu \cdot \operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha) + \mu \cdot \tau_{cd} \leq 0,25 f_{cd}$$

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \frac{(\tau_{rd} - \mu \cdot \tau_{cd})}{f_{yd}(\mu \operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha)}$$

$\tau_{rd} = \frac{1,095\ MN/m}{4,70\ m} = 0,9125\ MN/m^2$ ($< 0,25 f_{cd} = 4,17 MPa$)

$\tau_{cd} = \frac{2,24\ MN/m}{4,20\ m} = 1,867\ MPa$

Sustituyendo $\alpha = 90°$ — $\operatorname{sen}\alpha = 1,0$; $\cos\alpha = 0,0$

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \frac{(0,9125 - 0,60 \cdot 1,867)}{400 \cdot 0,60} \leq 0$$ ← No hace falta armadura

En dos pantallas cuantía mínima por punta ducha

$$\frac{A_{st}}{s_p} \geq \frac{0,32}{f_{yd}} \longleftarrow \frac{A_{st}}{s} \geq \frac{0,32 \cdot 4,20}{400} = 11,40\ cm^2/m^2$$

En cubrir con planos a 0,40 de $\geq \phi 20$

$A_{st_5} = 23,57\ cm^2/m^2$ OK!

NOTE BOOK

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DE LOS RECRECIDOS PARA EL APOYO DE PUNTALES EN LA PANTALLA INTERMEDIA. CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO. FASE 4 -TRAMO A -

PK: 706+538.63 a 706+548.77.

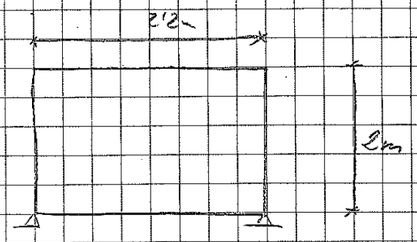
ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de... ENTRADA
Nº Reg. 2937
Fecha 09/01/2006
CAN TUNIS-D-CT-C-0142 r0

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 12 de diciembre de 2005

GEOMETRÍA



Flexión

Peso propio → $2 \cdot 1 \cdot 25\ KN/m^2 = 50\ KN/m$

$\gamma = 1'35 \longrightarrow q_d = 75\ KN/m$

$M_d = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{75 \cdot 2'2^2}{8} = 45'4\ KN \cdot m$

$A_s = 5'4\ cm^2$

Cuantía mínima mecánica

$A_{s\,min} \geq 0'04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0'04 \cdot 2m^2 \cdot \frac{25/1'5}{435} = 30'7 cm^2 = A_{s\,min}$

$A_c = 1 \cdot 2 = 2 m^2$

Cuantía mínima geométrica

$\rho = \frac{2'8}{1000}$

$A_s = \rho \cdot b \cdot h = \frac{2'8}{1000} \cdot 1m \cdot 2m = 0'0056 m^2 = 56 cm^2 = A_{s\,min}$

↓

28 cm^2 por cada cara.

$A_s = 30'7 cm^2$

Ø 25 / 0'15 ($A_s = 32'69 > 30'7 cm^2$ → ok)

Cortante

$V_d = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{75 \cdot 2'2}{2} = 82'5\ KN$

$V_{cu} = 42'26\ KN$

no necesaria

Rasante

$V_d = 82'5\ KN$

$\tau_d = 82'5 / m = 0'0825\ MPa$

rugosidad baja $\beta = 0'20$

$\mu = 0'6$

$\tau_{ud} \leq \beta f_{cv,d} + \frac{A_{st}}{s \cdot p} f_{yd} \cdot \mu (\sin\alpha + \cos\alpha) + \mu \sigma_{cd} \leq 0'25 f_{cd} = 4'1875 MPa$

$\alpha = 90$

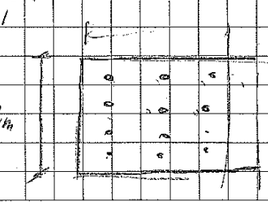
$\sigma_{cd} = 0 \rightarrow \beta f_{cd} = 0$

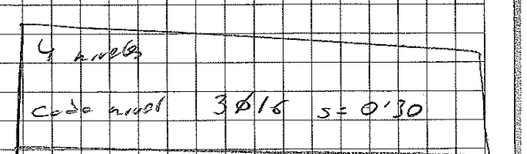
$\tau_{ud} \leq \frac{A_{st}}{s \cdot p} f_{yd} \mu \Rightarrow \frac{A_{st}}{s} \geq \frac{\tau_{ud} \cdot p}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{0'0825 \cdot 2m}{0'6 \cdot 400} = 6'875 cm^2/m$

Cuantía mínima

$\frac{A_{st}}{s \cdot p} \geq \frac{0'38}{f_{yd}} \Rightarrow \frac{A_{st}}{s} \geq \frac{0'38}{400} 2m = 1'9 cm^2$

Ø16 → $\frac{1'9}{2'01} \cdot 9'5 = 10$ Ø16 por m





Longitud de anclaje

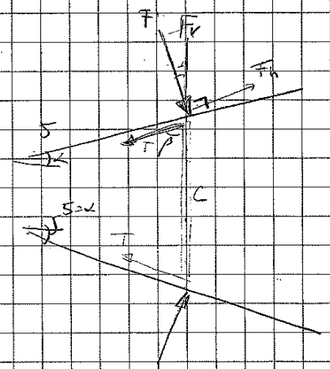
$\phi 16$

$l_b = 15 \cdot 1'4 \cdot 1'60^2 = 53'76\ cm \quad \not< \quad \frac{500}{14} \cdot 1'6 = 57'14\ cm$

(Posición II)

se toma $\boxed{l_b = 0'60\ m}$

Fuerza de introducción de la reacción



$F = 1500\ KN$

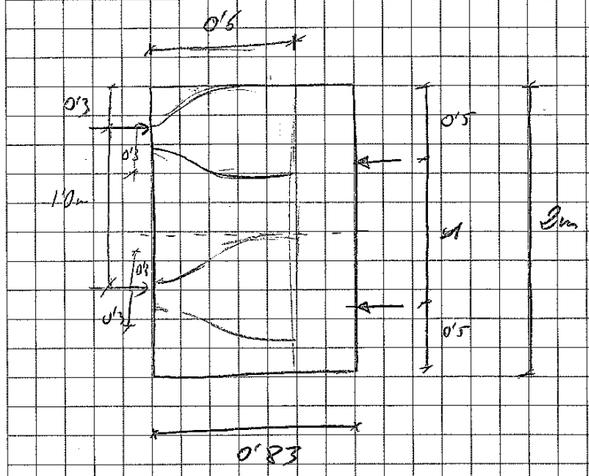
$\alpha = 5° \quad \beta = 85°$

$F_h = F \cdot \sin\alpha = 130'73\ KN$

$F_v = F \cdot \cos\alpha = 1500\ KN \cdot \cos(5) = 1494'3\ KN$

$A_s \cdot f_{yd} > F_h \rightarrow A_s = \frac{130'73 \cdot 10^3\ N}{400\ N/mm^2} = 326'8\ mm^2 = 0'033\ cm^2$

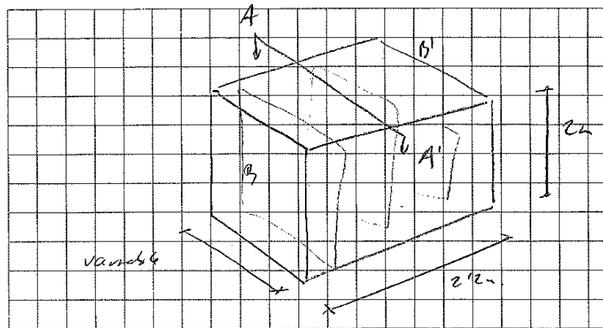
mínima mecánica $= 30'9\ cm^2 \rightarrow \phi 25\ /\ 0'15$

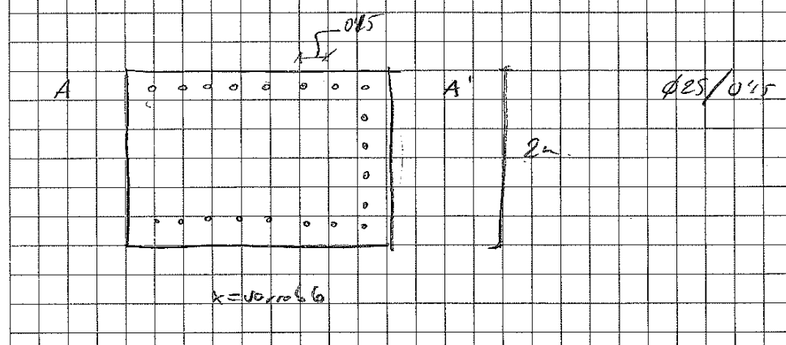


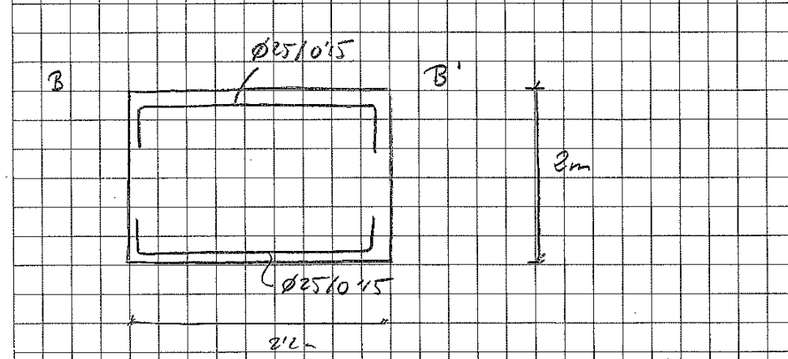
$T_{cd} = 0'25\ N_d = 0'25 \cdot 1500\ KN = 375\ KN$

$f_{yd} = 400\ N/mm^2$

$A = \frac{T_{cd}}{400} = \frac{375 \cdot 10^3}{400} = 937'5\ mm^2 = 9'4\ cm^2 <$ cuantía mínima.


A
B'
A'
B
2m
Vanada
2'2m


Ø15
A
A'
2m
Ø25/0'15
x=10,10 Ø6


Ø25/0'15
B
B'
2m
Ø25/0'15
2'2m

Cerco Ø20/20

MEMORIA DE CALCULO PARA ARRIOSTRAMIENTO METALICO DE PANTALLAS EN OBRAS PARA LA LINEA DE ALTA VELOCIDAD. U.T.E. CAN TUNIS

Tramo 3
Arriostramiento provisional PK 6437'20 – 6481'00
Arriostramiento provisional PK 6481'00 – 6525'60

- BARCELONA -

PUNTALS PROVISIONALS.

1.- Antecedentes.

2.- Cálculo del Arriostramiento.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2918
Fecha 19 /XII /05
CAN TUNIS- D-CT-C-0138_00

Madrid, Diciembre 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 3, entre los PK. 6437'20 a 6481'00 y entre los PK. 6481'00 a 6525'60.

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. 6437'20 a 6481'00 ..... 561 Tn / puntal (Carga mayorada, coef seg 1'50)
Tramo PK. 6481'00 a 6525'60 ..... 561 Tn / puntal (Carga mayorada, coef seg 1'50)

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:

		CELOSIAS PROVISIONALES TRAMO PK. 6437'20 AL 6481'00		CELOSIAS PROVISIONALES TRAMO PK. 6481'00 AL 6525'60	
LONGITUD (m)		18'64		23'11	
CANTO (m)		1'00		1'00	
CORDONES INF/SUP ó PERFIL PUNTAL		2UPN-300		2UPN-300	
CELOSIAS	INERCIA CELOSIA (cm4) PLANO VERTICAL	602520		602520	
	RADIO DE GIRO i (cm) PLANO VERTICAL	50'61		50'61	
	ESBELT. COMPLEMENT	26'8		26'8	
	ESBELTEZ IDEAL	45'5		52'9	
L. PANDEO LOCAL CORDON/PUNTAL PLANO HORIZONTAL (m)		3'00		3'00	
ESBELTEZ LOCAL PLANO HORIZONTAL		25'6		25'6	
L. PANDEO LOCAL CORDON/PUNTAL PLANO VERTICAL (m)		2'00		2'00	
ESBELTEZ LOCAL PLANO VERTICAL		25'4		25'4	
ESBELTEZ MAS DESFAVORABLE		45'5		52'9	
COEFICIENTE W DE PANDEO		1'11		1'17	
COMPONENTE DE AXIL SOBRE CELOSIA (Tn) COEF DE MAYORACION 1'50		561'000		561'000	
COMPONENTE DE AXIL SOBRE CELOSIA (Tn) SIN MAYORAR		374'000		374'000	
TENSION DE FLEXOCOMPRESION (kp/cm)^2	COEF DE SEG	1643	1'70	1671	1'67
TENSION DE PANDEO (kp/cm)^2	COEF DE SEG	1824	1'53	1955	1'43

Madrid, Diciembre de 2.005

RAMON MACHO HERNANDEZ
Ingeniero de Caminos

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO, FASE 4 ZONA A; FASE 5 Y FASE 6.

PK: 706+550.491 a 706+638.21 Y RAMAL AEROPUERTO

PUNTALES DEFINITIVOS

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2936
Fecha 09/01/2006
CAN TUNS - D-CT-C-0141.0

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 22 de diciembre de 2005

PUNTALES DEFINITIVOS CIRCLE B-17 FASE 4 Tramo B, FASES y FASE 6

Cargas caracterizadas en puntales definitivos

$n_{máx}$ = 1160 kN/m
$n_{mín}$ = 300 kN/m
} S/ análisis teórico de los puntalles.

Comparación con tramo de cruce con la Rda. Litoral

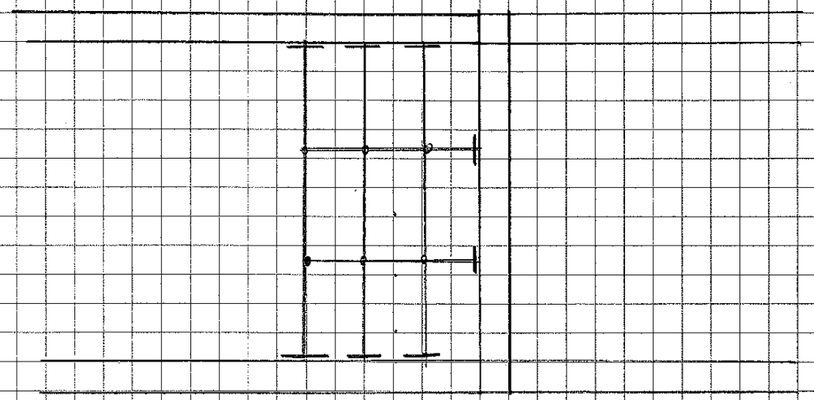
$n_{máx}$ = 1135 kN/m (E = 2,16 %)
$n_{mín}$ = 350 kN/m (E = 6,06 %)

→ Sigue siendo válido el mismo dimensionamiento.

Ver Nota de cálculo de los puntales definitivos del tramo de cruce con la Ronda Litoral

Se adjunta Fotocopia (del dimensionamiento completo)

Puntalles Fase 6 que quedan aislados



F_{total} = 3 × 37 = 111 kN → Anclaje al muro de salto

T_d = 115 kN

Se disponen 2 anclajes por placa

En cada perno: T_d = 57,5 kN = $57{,}5 \cdot 10^{-3}$ MN

Pernos de acero [A5t: (5.6)] f_y = 3000 kg/cm² ; f_t = 5000 kg/cm²

Trabajando a tracción

Límite elástico 300 N/mm²

$$A_s \geq \frac{T_d}{f_y \lambda} = \frac{57{,}5 \cdot 10^{-3}\ MN}{\frac{300\ N/mm^2}{4/0}} = 210{,}1\ mm^2 = 2{,}10\ cm^2$$

→ 2 pernos φ20

Fuerza a anclar F_d = 60 kN

PUNTALES DEFINITIVOS CALLE RONDA LITORAL

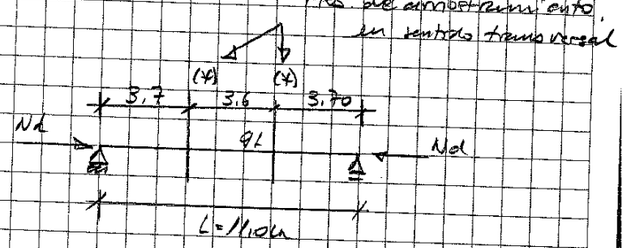
Cargas características en puntales definitivos

$q_{max} = 11{,}35$ kN/m
$q_{min} = 3{,}80$ kN/m
} Según análisis teniendo en cuenta los puntales

Espaciamiento: $s = 2{,}15$ m

Acero S 275 J2 G3

Esquema estático:



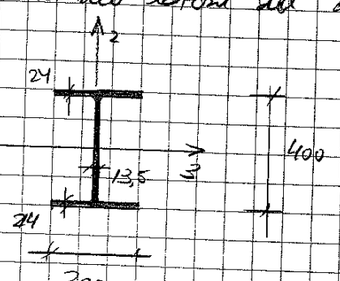
Acciones:

- Peso propio $g_L = A \cdot \gamma = 1{,}554$ kN/m $= g_{L,k}$
- Axil transmisible por los puntales $N_{sd} = 1{,}50 \cdot 2{,}15 m \cdot 11{,}35$ kN/m

$N_{sd} = 3660{,}4$ kN ≈ 3700 kN/puntal

A verificar: - Flexión + cortante
- Pandeo
- Pandeo lateral del cordón comprimido

HEB 400



$S_{22} = 15 \cdot 40 \cdot \frac{15}{2} = 14{,}325 + 352 \times 7{,}8375 =$
$= 4500 - 3951{,}98 = 548{,}02\ cm^3$

$W_{pl,22} = 2S_{22} = 1096\ cm^3$

$A = 198\ cm^2$	
$I_{33} = 57680\ cm^4$	
$I_{22} = 10820\ cm^4$	
$W_{pl,33} = 3240\ cm^3$	
$W_{pl,22} = 1096\ cm^3$	

Propiedades mecánicas

$l = 11{,}0$ m

$l_0 = \beta \cdot l = 1{,}0 \cdot 11{,}0 m = 11{,}0$ m (Empotrado a pandeo)

$i_y = \sqrt{I_y / A} = 17{,}07$ cm $= i_{3-3}$

$i_z = \sqrt{I_z / A} = 7{,}39$ cm $= i_{2-2}$

Esbelteces mecánicas

$\lambda_y = \frac{l_{y,0}}{i_y} = \frac{1100}{17{,}07} = 64{,}45$ (Bien)

$\lambda_z = \frac{l_{z,0}}{i_z} = \frac{370}{7{,}39} = 50{,}05$ (Bien)

Clasificación de la sección — S275 J2 G3 — $f_y = 275$ N/mm^2, $\varepsilon = 0{,}92$

a) Alas en voladizo comprimidas.

$c/t_f = \frac{150}{24} = 6{,}25 \leq 10\,\varepsilon = 9{,}2 \longrightarrow$ CLASE 1

b) Alma sometida a flexión compuesta

$d/t_w = \frac{299}{13{,}50} = 22{,}07 \leq 33 \cdot \varepsilon = 30{,}36 \longrightarrow$ CLASE 1

(Caso más desfavorable de alma comprimida)

Toda la sección es clase CLASE 1

Esbelteces adimensionales

$\lambda_E = \pi \sqrt{E / f_y} = \pi \sqrt{\frac{2{,}1 \cdot 10^5\ N/mm^2}{275\ N/mm^2}} = 86{,}81$

- $d_y = 64.45$ Esbeltez mecánica

$$\lambda_y = \frac{64.45}{86.81} = 0.7424$$

Coeficiente de imperfección: Curva de pandeo a → $\alpha = 0.21$

$$\Phi_y = 0.50\,[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] =$$

$$= 0.50\,[1 + 0.21(0.7424 - 0.2) + 0.7424^2] = 0.8325$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + [\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{1/2}} = 0.8269$$

Coeficiente de reducción: $\chi_y = 0.8269$

- $d_z = 50.05$ Esbeltez mecánica

$$\bar{\lambda}_z = \frac{d_z}{d_E} = \frac{50.05}{86.81} = 0.5765$$

Coeficiente de imperfección: Curva de pandeo b → $\alpha = 0.34$

$\Phi_z = 0.7302$

$\chi_z = 0.8487$

Coeficiente de reducción: $\chi_z = 0.8487$

$\chi_y = 0.8269$

$\chi_z = 0.8487$

$\chi_{min} = 0.8269$

Comprobaciones s/ EC-3

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.00 \qquad (M_{z,Sd} = 0.0)$$

$\beta_{M,y} = 1.30$ (Pico propio)

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y\,(2 \cdot \beta_{M,y} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}\right] \qquad (\leq 0.90)$$

Sustituyendo valores

$$\mu_y = 0.7424\,(2 \cdot 1.30 - 4) + \left[\frac{3240 - 2880}{2880}\right] = -0.9144 \qquad (\leq 0.90)$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \qquad (k_y \leq 1.50)$$

Sustituyendo valores.

$$k_y = 1 - \frac{-0.9144 \cdot 3700.10^3}{0.8269 \cdot 19800 \cdot 275} = 1.7514 \;(\leq 1.50) \rightarrow k_y = 1.50$$

Sustituyendo valores en la verificación:

$$\frac{3700.10^3}{0.8269 \cdot 19800\ 275/1.10} + \frac{1.50 \cdot 31.76.10^6}{3240.10^3\ 275/1.10} = 0.9039 + 0.059 = 0.9627$$

(OK)

Valor de comparación $0.9627 \leq 1.00$ OK!

ESTRUCTURAS METÁLICAS

Nsd [kN] =	3700.00		fy [N/mm2]=	275	
Msd,y [kN·m] =	31.76				
Msd,z [kN·m] =	0.00				
A [cm2] =	198	W pl,y [cm3] =	3240.00	W pl,z [cm3] =	25.87
		W el,y [cm3] =	2880.00	W el,z [cm3] =	14.40

λ y-y=	α =	φ y-y =	χ y-y =		β m,y =	μ y-y =	K y-y =	
0.7424	0.21	0.8325	0.8269		1.3	-0.9144	1.5000	
λ z-z=		φ z-z =	χ z-z =		β m,z =	μ z-z =	K z-z =	
0.5765	0.34	0.7302	0.8487		1.1053	-0.2351	1.1882	

χ mín = 0.8269

Valor de Comparación:

	Axil	Flector y-y	Flector z-z	Total
F.C =	0.9039	0.0588	0.0000	0.9627

Can Tunis 12-DIC-05

DANDED CATERAL

Momento crítico de pandeo lateral (CTE-95)

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L}\sqrt{E \cdot G \cdot I_t \cdot I_z}$$

L = 3700 mm

E = 2,1·10⁵ N/mm²

G = 8,1·10⁴ N/mm²

I_z = 1082,0·10⁴ mm⁴

I_t = 39,4·10⁴ mm⁴

Sustituyendo valores:

M_{cri} = 2286,5

M_{pdy} = 3240,0 mm^3 · 275 N/mm² = 891 kN·m

$\overline{\lambda_T} = \sqrt{\frac{M_{pdy}}{M_{cri}}} = \sqrt{\frac{891}{2286,5}} = 0,6242 > 0,40$

Hay que considerar el pandeo lateral

VIGA BIARTICULADA

Elementos comprimidos y flectados CLASE 1

$M_{pl} = 1,35 \cdot 1,554 = 2,10$ kN/m

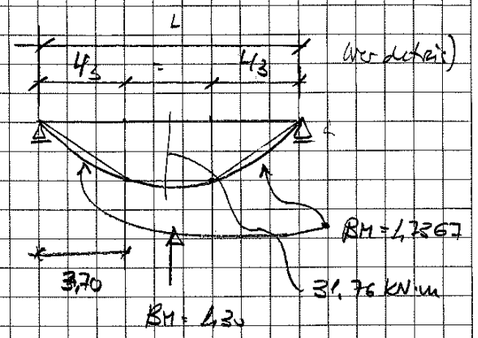
$V_{fd} = \frac{2,10 \cdot 11^2}{8} = 31,26$ kN·m = $M_{y,sd}$

N_{sd} = 2,15m 1,50 · 1,35 kN/m² 3700 kN / puntal

NOTE BOOK

PANDEO LATERAL

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT}\, N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$



$M_Q = 3,59$ KN·m

$\Delta M = 29,36$ KN·m

$\psi = 0,0$ — $B_{M,N} = 1,80$

$$B_{M,LT} = 1,80 + \frac{3,59}{29,36}(1,80 - 1,80) = 1,7367$$

con lo cual $\mu_{LT} = 0,15 \cdot 0,5765 \cdot 1,7367 - 0,15 = 0,0001811$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,0001811 \cdot 3700 \cdot 10^3}{0,8487 \cdot 19800 \cdot 275} = 0,9979$$

$$\phi_{LT} = 0,50\left[1 + 0,21(0,6242 - 0,2) + 0,6242^2\right] = 0,7394 \quad (\lambda_{LT} = 0,6242)$$

$\alpha = 0,21$ ← Perfiles laminados

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,7394 + \left[0,7394^2 - 0,6242^2\right]^{1/2}} = 0,8806$$

Verificación

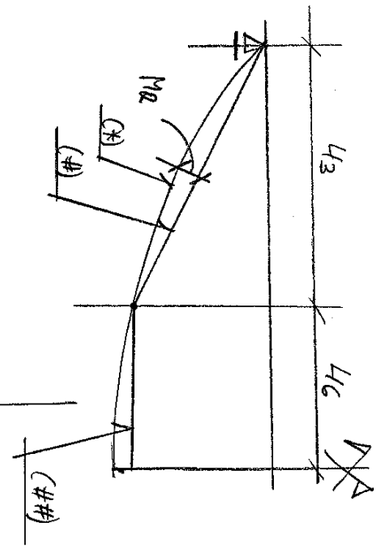
$$\frac{3700 \cdot 10^3}{0,8487 \cdot 19800 \cdot 275/1,10} + \frac{0,9979 \cdot 31,76 \cdot 10^6}{0,8806 \cdot 3240 \cdot 10^3 \cdot 275/1,10} =$$

$= 0,8807 + 0,0445 = 0,9253 \leq 1,00$ OK!

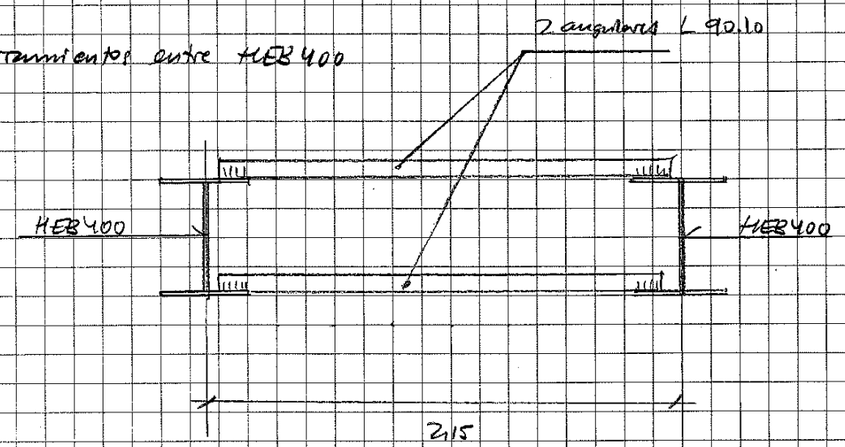
NOTE BOOK

x=	y=	y=	diferencia	
0	0.0000	0.0000	0.0000	
0.1	1.1444	0.7665	0.3779	
0.2	2.2678	1.5330	0.7348	
0.3	3.3702	2.2995	1.0707	
0.4	4.4516	3.0660	1.3857	
0.5	5.5120	3.8325	1.6796	
0.6	6.5514	4.5989	1.9525	
0.7	7.5698	5.3654	2.2044	
0.8	8.5673	6.1319	2.4353	
0.9	9.5437	6.8984	2.6453	
1	10.4991	7.6649	2.8342	
1.1	11.4335	8.4314	3.0021	
1.2	12.3469	9.1979	3.1491	
1.3	13.2394	9.9644	3.2750	
1.4	14.1108	10.7309	3.3799	
1.5	14.9612	11.4974	3.4639	
1.6	15.7907	12.2638	3.5268	
1.7	16.5991	13.0303	3.5688	
1.8	17.3865	13.7968	3.5897	} M_Q
1.9	18.1530	14.5633	3.5897	
2	18.8984	15.3298	3.5686	
2.1	19.6228	16.0963	3.5266	
2.2	20.3263	16.8628	3.4635	
2.3	21.0087	17.6293	3.3795	
2.4	21.6702	18.3958	3.2744	
2.5	22.3106	19.1623	3.1484	
2.6	22.9301	19.9287	3.0013	
2.7	23.5285	20.6952	2.8333	
2.8	24.1060	21.4617	2.6443	
2.9	24.6624	22.2282	2.4342	
3	25.1979	22.9947	2.2032	
3.1	25.7124	23.7612	1.9512	
3.2	26.2058	24.5277	1.6781	
3.3	26.6783	25.2942	1.3841	
3.4	27.1298	26.0607	1.0691	
3.5	27.5602	26.8272	0.7331	
3.6	27.9697	27.5936	0.3761	
3.7	28.3582	28.3601	-0.0020	
3.8	28.7256	28.3600	0.3656	
3.9	29.0721	28.3600	0.7121	
4	29.3976	28.3600	1.0376	
4.1	29.7021	28.3600	1.3421	
4.2	29.9856	28.3600	1.6256	
4.3	30.2480	28.3600	1.8880	
4.4	30.4895	28.3600	2.1295	
4.5	30.7100	28.3600	2.3500	
4.6	30.9095	28.3600	2.5495	
4.7	31.0880	28.3600	2.7280	
4.8	31.2455	28.3600	2.8855	
4.9	31.3820	28.3600	3.0220	
5	31.4975	28.3600	3.1375	
5.1	31.5920	28.3600	3.2320	
5.2	31.6655	28.3600	3.3055	
5.3	31.7180	28.3600	3.3580	
5.4	31.7495	28.3600	3.3895	
5.5	31.7600	28.3600	3.4000	

(#) (##) (*) (**)



ARRIOSTRAMIENTOS

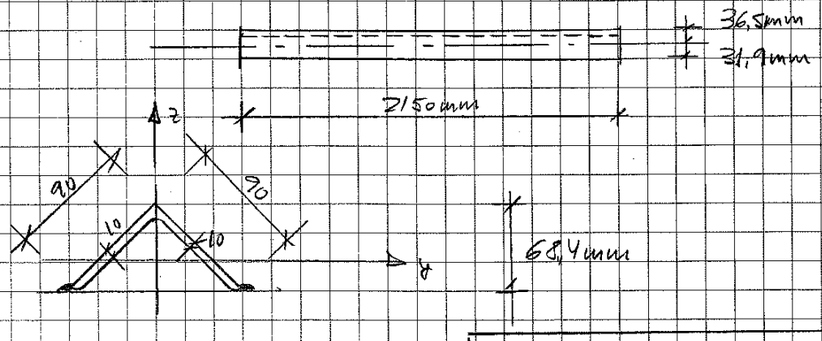


Los arriostramientos se dimensionan para el 1% del axil de la pieza a la cual arriostran.

N_{cd} = 3700 KN / puntal

N_{sd} = 0,01 3700 = 37 KN / arriostramiento

Se disponen 2 arriostramientos → 18,5 KN/ arriostramiento
(Superior + Inferior)



$W_{pl,y}$ = 8,58 × 1,51 + 8,55 × 1,51 = 25,87 cm³

A = 17,10 cm²
I_y = 52,5 cm⁴ i_y = 1,75 cm
I_z = 20,1,0 cm⁴ i_z = 3,43 cm
W_y = 14,40 cm³
$W_{pl,y}$ = 25,87 cm³

(1)

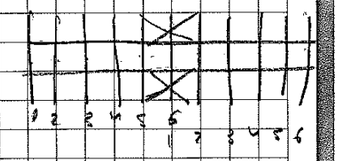
NOTE BOOK

Esquema estático:



Nd = 18,5 KN/puntal × 6 puntales = 111,0 KN

como máximo, en compresión



Propiedades mecánicas

l_y = 215,0 cm
i_y = 1,75 cm

$$\lambda_y = \frac{215}{1,75} = 122,86 \rightarrow OK \text{ elemento secundario}$$

l_z = 215,0 cm
i_z = 3,43 cm

$$\lambda_z = \frac{215}{3,43} = 62,68 \rightarrow OK \text{ elemento secundario}$$

Esbelteces adimensionales

λ_E = 86,81

$$\bar{\lambda}_y = \frac{122,86}{86,81} = 1,415$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{62,68}{86,81} = 0,7221$$

Coeficiente de imperfección curva c → α = 0,49

ϕ_{y-y} = 1,7991 — χ_y = 0,3436

ϕ_{z-z} = 0,8886 — χ_z = 0,7110

χ_y = 0,3436	
χ_z = 0,7110	
χ_{min} = 0,3436	

Clasificación en la sección:

$$h/t = \frac{90}{10} = 9 \leq 15\varepsilon \rightarrow \text{Clase 3}$$

(2)

NOTE BOOK

VERIFICACIONES

Elemento comprimido y flectado clase 3

$q_{1,d} = 1,35 \times 0,134 = 0,1809$ KN/m

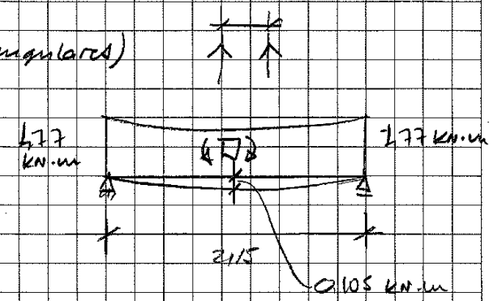
$M_{d,q} = \dfrac{0,1809 \cdot 2,15^2}{8} = 0,105$ KN·m

$N_{sd} = 65,5$ KN (Se disponen 2 angulares)

$e = 31,9$ mm

$M_{sd} = N_{sd} \cdot e = 1,7705$ KN·m

$\simeq 1,77$ KN·m



$\beta_{M,y}$

$M_Q = 0,105$ KN·m $\quad \beta_{M,Q} = 1,30$

$\Delta M = 1,77$ KN·m $\quad \beta_{M,\psi} = 1,10$ ← $\psi = 1,0$

con lo cual $\beta_M = 1,10 + \dfrac{0,105}{1,77}(1,30 - 1,10) = 1,1119$

$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M_y} - 4) = 1,415(2 \cdot 1,1119 - 4) = -2,5134$ ($\leq 0,90$) OK!

↑ clase 3

$k_y = 1 - \dfrac{-2,5134 \cdot 55,5 \cdot 10^3}{0,3436 \quad 1710 \quad 275} = 1,868$ ($\neq 1,50$) → $k_y = 1,50$

Verificación

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M_2}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{el,z} \cdot f_y / \gamma_{M_2}} \leq 1,0 \qquad M_z = 0$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{55,5 \cdot 10^3}{0,3436 \cdot 1710 \cdot 275 / 1,10} + \frac{1,50 \cdot 1,77 \cdot 10^6}{1410 \cdot 10^3 \cdot 275 / 1,10} = 0,3778 + 0,7375 =$$

$= 1,1153 > 1,0$

NO cumple

Se prueba con L 100.10

$A = 19,2$ cm^2

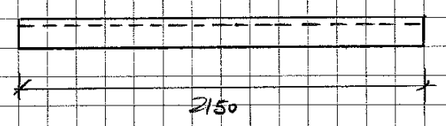
$I_y = 729$ cm^4 $\quad i_y = 1,95$ cm

$I_z = 280$ cm^4 $\quad i_z = 3,83$ cm

$W_y = 18,3$ cm^3

$W_{pl,y} = 9,59 \times 1,07 + 9,56 \times 1,69 = 32,2676$ cm^3

$N_{sd} = 55,50$ KN



Propiedades mecánicas

$l_y = 215,0$ cm, $i_y = 1,95$ cm $\quad \lambda_y = \dfrac{215}{1,95} = 110,26$

$l_z = 215,0$ cm, $i_z = 3,83$ cm $\quad \lambda_z = \dfrac{215}{3,83} = 56,14$

Esbeltez adimensional $\quad \lambda_E = 86,81$

$\bar{\lambda}_y = \dfrac{\lambda_y}{\lambda_E} = \dfrac{110,26}{86,81} = 1,2701$

$\bar{\lambda}_z = \dfrac{\lambda_z}{\lambda_E} = \dfrac{56,14}{86,81} = 0,6467$

Coeficiente de imperfección curva c — $\alpha = 0,49$

$\phi_y = 1,5688$ $\quad \chi_y = 0,4017$

$\phi_z = 0,8186$ $\quad \chi_z = 0,7574$

$\chi_y = 0,4017$

$\chi_z = 0,7574$

$\chi_{min} = 0,4017$

Clasificación de la sección:

$\frac{w}{t} = \frac{100}{10} = 10,0 \leq 15\varepsilon$ → clase 3

VERIFICACIONES

Elemento comprimido y flectado clase 3

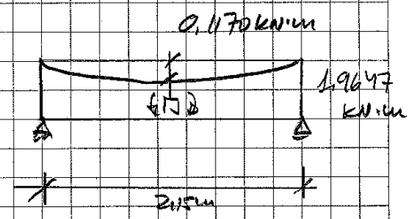
$q_{y,d} = 1,35 \cdot 0,150 = 0,2025$ kN/cm

$M_{Eqz} = \frac{0,202 \cdot 2,15^2}{8} = 0,1170$ kN·m

$N_{Sd} = 55,50$ kN

$e = 35,4$ mm

$M_{Sd} = N_{Sd} \cdot e = 1,9647$ kN·m



$\beta_{M,y}$:

$M_Q = 0,1170$ kN·m $\quad \beta_{M,Q} = 1,30$

$\Delta M = 1,9647$ kN·m $\quad \beta_{M,y} = 1,10$

$\psi = 1,00$

con lo cual $\beta_{M,y} = 1,10 + \frac{0,1170}{1,9647}(1,30 - 1,10) = 1,1119$

$\mu_y = 1,2701 \cdot (2 \cdot 1,112 - 4) = -2,2559$ $(\leq 0,90$ OK!)

clase 3

$k_y = 1 - \frac{-2,2559 \cdot 55,5 \cdot 10^3}{0,4017 \cdot 1920 \cdot 275} = 1,5903$ $(\leq 1,50)$

$k_y = 1,500$

Verificación:

$\frac{55,5 \cdot 10^3}{0,4017 \cdot 1920 \cdot 275/1,1} + \frac{1,50 \cdot 1,9647 \cdot 10^6}{12,8 \cdot 10^3 \cdot 275/1,10} = 0,2878 + 0,644 =$

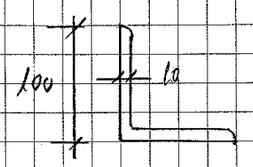
$= 0,932 \leq 1,00$

OK!

NOTE BOOK

Pandeo lateral arriostramientos

$M_{cr,i} = \frac{\pi}{\ell} \cdot \sqrt{E \cdot G \cdot I_z \cdot I_t}$



$E = 2,1 \cdot 10^5$ N/mm²

$G = 8,1 \cdot 10^4$ N/mm²

$I_z = 280$ cm⁴ $= 280 \cdot 10^4$ mm⁴

$I_t = 2 \cdot 0,314 \cdot 100 \cdot 1,7^3 = 10,85$ cm⁴ $= 10,85 \cdot 10^4$ mm⁴

$\ell = 2150$ mm

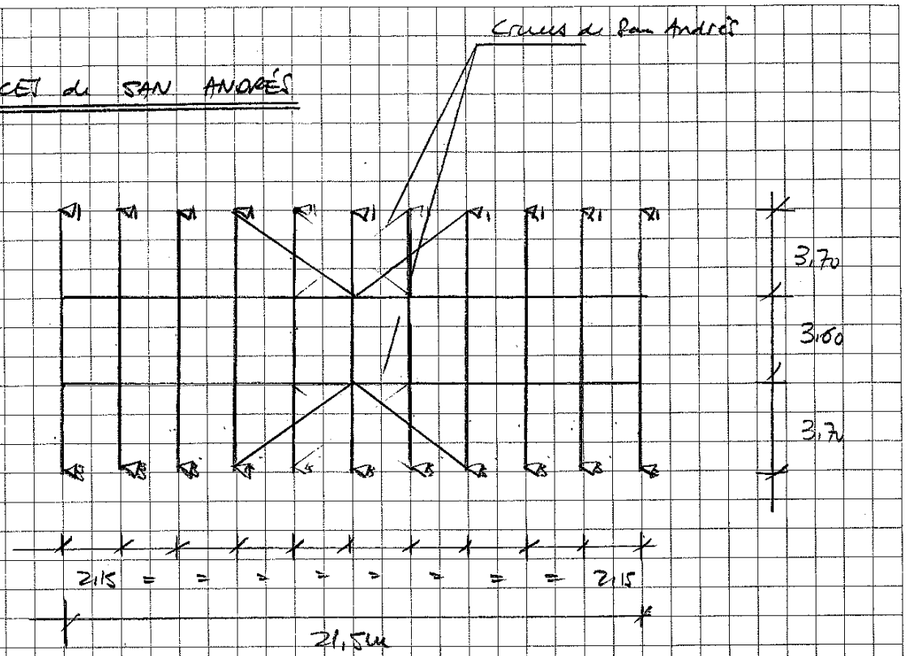
con lo cual $M_{cr,i} = 105,04$ kN·m

$M_{pl,Rd} = W_{pl,Rd} \cdot f_y = 88,062 \cdot 10^3$ mm³ $\cdot 275$ N/mm² $= 10,47$ kN·m

$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,Rd}}{M_{cr,i}}} = \sqrt{\frac{10,85}{105,04}} = 0,3214 \leq 0,40$ → No es necesario tener en cuenta el pandeo lateral

NOTE BOOK

CRUCES de SAN ANDRÉS



Nº puntales: 11 (Como máximo)

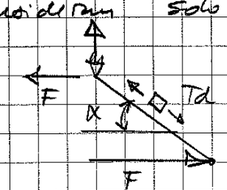
Carga en la cruz de San Andrés: $F = 11 \times 37\,KN = 407\,KN$

Si disponen 2 cruces de San Andrés (Superior e inferior)

$F = 203,5\,KN \simeq \underline{205\,KN}$

DIMENSIONAMIENTO

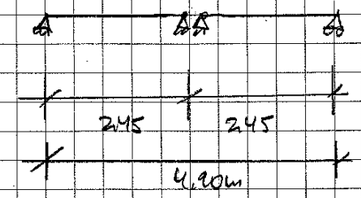
Si consideramos sólo los elementos en tracción



$\alpha = \arctg \frac{3,70}{4,30} = 40,71°$

$Td \cdot \cos\alpha = F \rightarrow Td = \frac{F}{\cos\alpha} = \frac{205}{\cos 40,71} = 270\,KN$

Esquema estático



L L 100.10

$A = 19,10\,cm^2$

$g_{1,d} = 1,35 \cdot 0,150 = 0,2025\,kN/m$

Dimensionamiento a flexotracción sección clase 3

$N_d = 270\,kN$

$M_d = \frac{0,2025 \cdot 2,45^2}{8} = 0,1519\,kN \cdot m$

$e = \frac{0,1519}{270} = 0,00056\,m$

No hay posibilidad de pandeo lateral

No existen compresiones, está totalmente traccionado

$N_{c,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M} = 19,10 \cdot 10^2\,mm^2 \cdot \frac{275\,N/mm^2}{1,10} = 477500\,N = 477,5\,kN$

$M_{c,Rd} = \underbrace{18,3 \cdot 10^3}_{W_{el,y}} \frac{275}{1,10} = 4,575\,kN \cdot m$

Verificación

$\frac{270}{477,5} + \frac{0,1519}{4,575} = 0,5654 + 0,033221 = 0,5986 < 1,0$

OK!

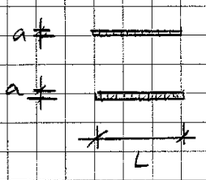
El suficiente con un angular L 100.10

UNIONES SOLDADAS

a) Unión puntal / arriostramiento.

$Fd = 65 kN$

$\tau_{co} = 0{,}80 \cdot \sigma_a$



Por compatibilidad de espesores de chapa a soldar.

ala HEB: 24mm
ala L : 12mm
$\Rightarrow 6{,}50 \le a \le 8{,}00$

Se toma $a = 7{,}00mm$

$L = 90 mm$

$$\sigma_a = \frac{Fd}{2 \cdot L \cdot a}$$

$$\sigma_a = \frac{65000 N}{2 \cdot 100mm \cdot 7{,}0mm} = 46{,}42 N/mm^2$$

$\tau_{co} = 26{,}79 N/mm^2 < \tau_{Ult}$ ← OK!

b) Unión Cruces de San Andrés / Perfiles.

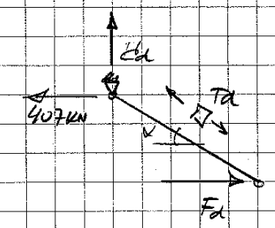
$Fd = 205 kN$

Tomando $L = 100mm$ y $a = 7{,}00mm \rightarrow \sigma_a = \frac{205000 N}{2 \cdot 100 \cdot 7} = 146{,}4 N/mm^2$

$\tau_{co} = 196{,}45 < \tau_u = \frac{f_y}{\gamma} = \frac{275 N/mm^2}{1{,}10} = 250 N/mm^2$ OK!

NOTE BOOK

VERIFICACIÓN PUNTALES CON TRIANGULACIÓN



$\alpha = 40{,}71°$

$Fd = 407 kN$

$Cd = Td \sin\alpha$

$Td = \frac{Fd}{\cos\alpha}$

$\Rightarrow Cd = Fd \operatorname{tg}\alpha$

$Cd = 407 kN \cdot \operatorname{tg} 40{,}71° = 350 kN$

$\Delta Nd = 350 kN$ ← Incremento máximo de axil en los puntales

Se verifican los puntales para un axil de:

$NA_{tipo} = 2{,}15m \cdot 11{,}35 kN/m \cdot 1{,}50 = 36{,}60{,}4 kN$ / puntal

$\Delta Nd = 350 kN$

con Co axial $Nd_{triangulación} = 4068{,}4 kN$ / puntal

Verificación:

$\bar{\lambda}_y = 0{,}7424$ $d_y = 0{,}8325$ $\chi_y = 0{,}9269$

$\bar{\lambda}_z = 0{,}5765$ $\phi_z = 0{,}78102$ $\chi_z = 0{,}8487$

$\chi_{min} = 0{,}9269$

$\beta_{M,y} = 1{,}20$ (Cdes propio)

$\mu_y = -0{,}9144$

$k_y = 1{,}50$ (Limitación)

Valor de comparación: $0{,}9796 + 0{,}0588 = 1{,}0385 = 1{,}04$ OK!

Se da por bueno en una verificación favorable

NOTE BOOK

ESTRUCTURAS METÁLICAS

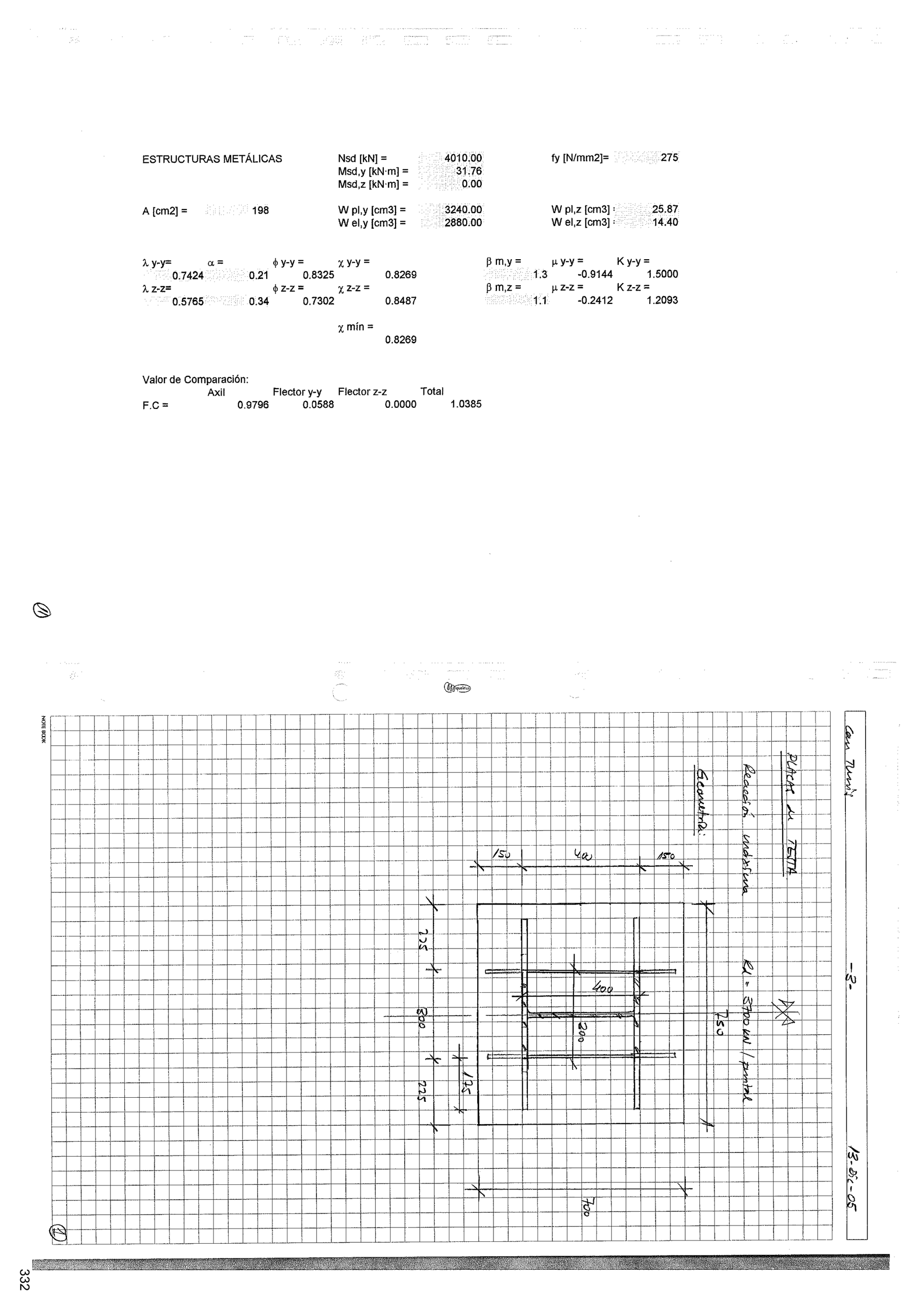
Nsd [kN] =	4010.00	fy [N/mm2]=	275
Msd,y [kN·m] =	31.76		
Msd,z [kN·m] =	0.00		
A [cm2] =	198	W pl,y [cm3] =	3240.00
		W el,y [cm3] =	2880.00
		W pl,z [cm3] =	25.87
		W el,z [cm3] =	14.40

λ y-y=	α =	ϕ y-y =	χ y-y =	β m,y =	μ y-y =	K y-y =
0.7424	0.21	0.8325	0.8269	1.3	-0.9144	1.5000
λ z-z=		ϕ z-z =	χ z-z =	β m,z =	μ z-z =	K z-z =
0.5765	0.34	0.7302	0.8487	1.1	-0.2412	1.2093

χ mín = 0.8269

Valor de Comparación:

	Axil	Flector y-y	Flector z-z	Total
F.C =	0.9796	0.0588	0.0000	1.0385



Tensiones de contacto

$A = 0,75 \times 0,70 = 0,525 m^2$; $R_d = 3700 kN$

$$\sigma_d = \frac{3700 kN}{0,525 m^2} = 7050 kN/m^2$$

$\sigma_d = 7,05 MPa$

Con cargas características $\sigma_k = 4,70 MPa \leq 0,70 f_{ck} = 0,7 \cdot 25 = 17,50 MPa$ OK

* En sentido vertical

Vuelo $v = 150 mm$; espesor $e = 50 mm$

$v \leq 5e \Rightarrow$ Comportamiento como placa rígida

* En sentido horizontal

Vuelo $v = 225 mm$; espesor $e = 50 mm$

$v \leq 5e \rightarrow$ Comportamiento como placa rígida

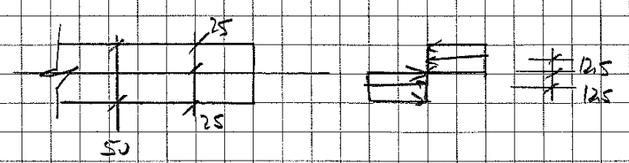
Se disponen cartelas (por agotamiento placa testa)

$v = 0,225 m$

$$m_d = \frac{\sigma_d \cdot v^2}{2} = \frac{7,05 \cdot 0,225^2}{2} = 0,1785 MN \cdot m/m =$$

$$= 178455 N \cdot mm/mm$$

Módulo resistente de la sección chafle!



$W_{pl} = 2 * 25 * 12,5 = 625 mm^3/mm$

Momento plástico: $M_{pl} = 625 mm^3/mm \, 275 N/mm^2/1,10 =$

$= 156250 N \cdot mm/mm$

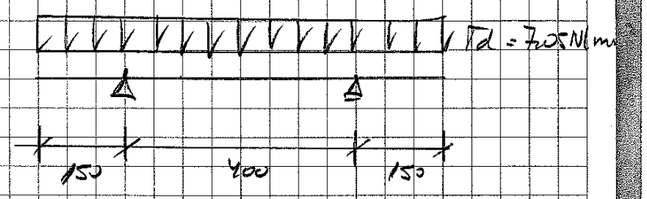
$\leq m_d \leftarrow$ NO cumple!

NOTE BOOK

Verificación placa de Testa

$\sigma_d = 7,05 N/mm^2$ Tensión de contacto hormigón – placa de Testa

Esquema estático



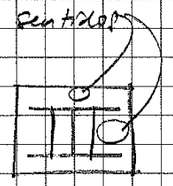
Momento máximo: $m_d = \frac{7,05 N/mm^2 \cdot (150 mm)^2}{2}$

$m_d = 79312,5 N \cdot mm/mm$

con Co cual

$$\frac{m_d}{m_{pl,Rd}} = \frac{79315}{156250} = 0,508 \leq 1,0 \quad OK!$$

La comprobación es válida en los dos sentidos



Anda muy sobrado, podría disminuirse el espesor de la placa de testa

$m_{pl,Rd} \geq m_d = 79315 N \cdot mm/m$

con Co cual $W_{pl,Rd} \geq \frac{m_{pl,Rd} * 1,10}{f_y} = \frac{79315 \cdot 1,10}{275}$



$W_{pl} = 2 * \frac{h}{2} * \frac{h}{4} = \frac{h^2}{4}$

$W_{pl,Rd} \geq 317,26 mm^3/mm$

$W_{pl,Rd} = 2 * \frac{h^2}{4} = \frac{h^2}{2}$

con Co cual $h \geq 25,2 mm \rightarrow 30 mm$

NOTE BOOK

CARTELAS

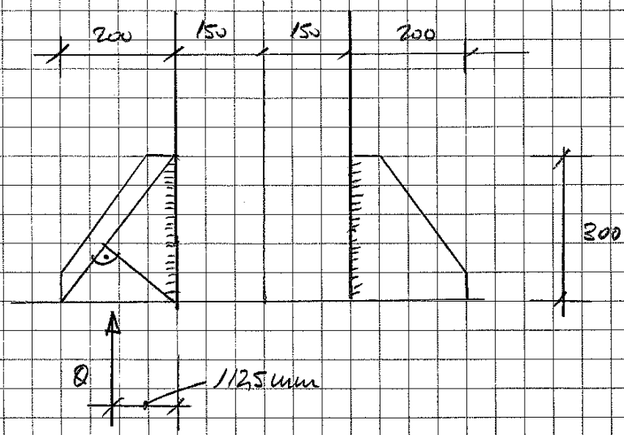
Área trabajando sobre la cartela (dos lados soldados)

$A = 225 \times 350 = 78750\ mm^2$

$Fd = A \cdot \sigma d = 78750\ mm^2 \cdot 7{,}05\ N/mm^2 = 555{,}2\ KN$

Se verifica con 555 KN / cartela

Método del coeficiente de reducción



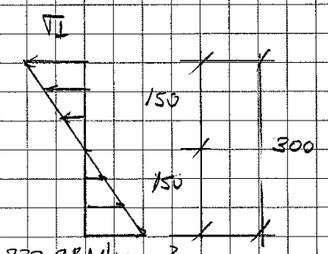
$Qd = 555\ KN$

$c = 112{,}5\ mm$

$Md = 62{,}45\ KN \cdot m$

$Vd = 555\ KN$

ij Verificación soldaduras



- $A = 300 \times 24 = 7200\ mm^2$

  $I = \frac{1}{12} 20 \cdot 255^3 = 3{,}90\ 10^7\ mm^4$

  $\sigma_{II} = \frac{62{,}45 \cdot 10^6\ N \cdot mm}{3{,}90\ 10^7\ mm^4} \cdot 150\ mm = 239{,}88\ N/mm^2$

- $Vd = 555 \cdot 10^3\ N$
  $A = 7200\ mm^2$

  $\tau_a = \frac{555 \cdot 10^3\ N}{7200\ mm^2} = 77{,}08\ N/mm^2$

Tensión de comparación

$\sigma_{Co} = \sqrt{\sigma_I^2 + 1{,}8 \cdot \tau_a^2}$

$\sigma_{Co} = \sqrt{239{,}88^2 + 1{,}80 \cdot 77{,}08^2} = 261{,}16\ N/mm^2$

El esfuerzo supera $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 250\ N/mm^2$ ($\varepsilon = 4{,}5\%$)

Como el cálculo es conservador se da por bueno

ij Hallamos cartelas

$\bar{\lambda} = \frac{2{,}53\ c}{t \cdot d\varepsilon}$

Acero S275

$d\varepsilon = 86{,}81$

$c = 166{,}4\ mm$

$t = 24\ mm$

$\bar{\lambda} = \frac{2{,}53 \cdot 166{,}4}{24 \cdot 86{,}81} = 0{,}2021$

$M_{Rd\ teórico} = M_p = \frac{c^2 t}{4} f_y = \frac{166{,}4^2 \cdot 24\ mm^3}{4} \cdot \frac{275\ N/mm^2}{\gamma_{M0}}$

$M_{pl} = 41{,}53\ KN \cdot m$

$d\varepsilon = 0{,}14\ \bar{\lambda}^2 - 1{,}07\ \bar{\lambda} + 2{,}30 = 0{,}14 \cdot 0{,}2021^2 - 1{,}07 \cdot 0{,}2021 + 2{,}30 =$

$= 2{,}0895$

$M_{cr} = d\varepsilon \cdot M_{pl} = 2{,}0895 \cdot 41{,}53 = 86{,}784\ KN \cdot m$

$\frac{M_{cr}}{Qd \cdot e} = \frac{86{,}784\ KN \cdot m}{62{,}45\ KN \cdot m} = 1{,}3897 >> 1{,}0$ OK!

Componente paralela a las pantallas

$R_{hd} = 407$ KN /placa.

Se anclan con anclajes

Reacción mínima obtenida del cálculo teórico de las pantallas.

Dos: Rozamiento $\tau_{min} = 8.50$ KN/m

En cada puntal: $s = 2{,}15$ m

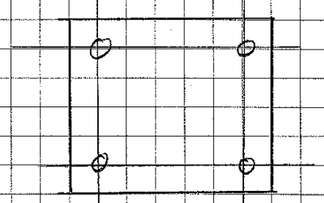
$R_{min} = 2{,}15 \cdot 350$ KN/m $= 752{,}5$ KN/puntal

$F_{d,min} = \mu R_{min} = 0{,}55 \cdot 752{,}5 = 413{,}9$ KN /puntal

$$F_{SA} = \frac{413{,}9}{407} = 1{,}017$$

↑ Coeficiente de seguridad adicional

En las placas de Testa con arriostramientos se disponen 4 anclajes



Se consideran los pernos trabajando a cortadura

Acero 5.6

$B_u = A \cdot k_2 \cdot \sigma_T$ $\quad B_u \geq B_d = 407$ KN

con acero 5.6 $\quad k_2 \sigma_T = 280$ N/mm² (CEC-3)

con lo cual $\quad A \geq \frac{407 \cdot 10^3 \text{ N}}{280 \text{ N/mm}^2} = 1453.6 \text{ mm}^2$

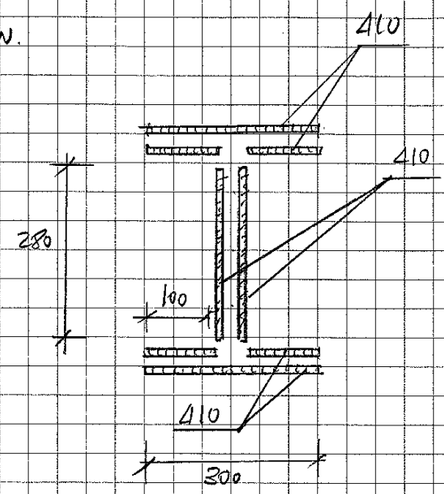
Disponiendo 4 pernos $\quad A \geq 363$ mm² /perno — pernos $\phi 24$

Teniendo en cuenta que arriostramiento se disponen $4\phi 20$

($4 \times 2{,}45$ cm² $= 980$ mm²)

SOLDADURA PUNTAL PLACA de TESTA

$N_d = 3700$ KN.

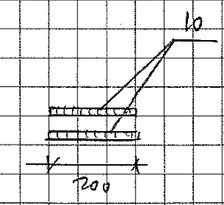


$A = 2[300 + 2*100] * 10 + 2 * 280 * 10 = 15600 \text{ mm}^2$

$A = 15600$ mm²

$$\sigma_n = \frac{N_d}{A} = \frac{3700 \cdot 10^3 \text{ N}}{15600 \text{ mm}^2} = 237{,}2 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_n = \frac{275}{1{,}10} = 250 \text{ N/mm}^2$$

SOLDADURA CARTELAS - PLACA de TESTA



ij Cartelas horizontales

$R = 555$ KN

$A = 2 \times 200 \times 10 = 4000 \text{ mm}^2$

$$\sigma_n = \frac{555 \cdot 10^3}{4000} = 138{,}75 \text{ N/mm}^2 \quad \underline{\text{ok!}}$$

PESO PROPIO:

VER Viga $L = 11 - 2(0,40 + 0,05) = 10,70 m$

$g_L = 1,55 \text{ KN/m} \rightarrow G_L = 16,585 \text{ KN}$

Placas Tosca: $V = 0,7 * 0,75 * 0,05 = 0,02625 m^3$

$G_L = 2,06 \text{ KN}$

Arriostramiento: $L = 2,00 m$

$g_L = 0,135 \text{ KN/m}$

$G_L = 4 \times 2,0 \times 0,135 \text{ KN/m} = 1,08 \text{ KN}.$

Cartelas: • $V = \frac{1}{2} 0,25 * 0,20 * 0,024 = 0,0006 m^3$

$V_{total} = 4 \times 0,0006 m^3 = 0,0024 m^3$

• $V = \frac{1}{2} 0,25 * 0,125 * 0,015 = 0,000234 m^3$

$V_{total} = 4 \times 0,00094$

• $V = 0,4 * 0,25 * 0,015 = 0,0015 m^3$

$V_{total} = 2 * 0,0015 m^3 = 0,003 m^3$

$V_{total} = 0,00635 m^3$

$G_L = 0,4975 \text{ KN}.$

Peso total (Resultante en cada apoyo)

$$R = \frac{16,585}{2} + 2,06 + \frac{1,08}{2} + 0,4975 = 11,39 \text{ KN}$$

$Q_d = 1,5 \cdot 11,39 = 17,09 \text{ KN}$

Deben soportarse por cizalladura los pernos

A disponer 2 pernos — $F = 8,543 \text{ KN}$ (Acero 5.6)

$$A \geq \frac{8,543 \times 10^3 \text{ N}}{280 \text{ N/mm}^2} = 30,51 \text{ mm}^2 \text{/perno} \rightarrow 0,305 \text{ cm}^2 \rightarrow \boxed{\phi 12}$$

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 CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO, FASE 4 ZONA A; FASE 5 Y FASE 6.

PK: 706+550.491 a 706+638.21 Y RAMAL AEROPUERTO

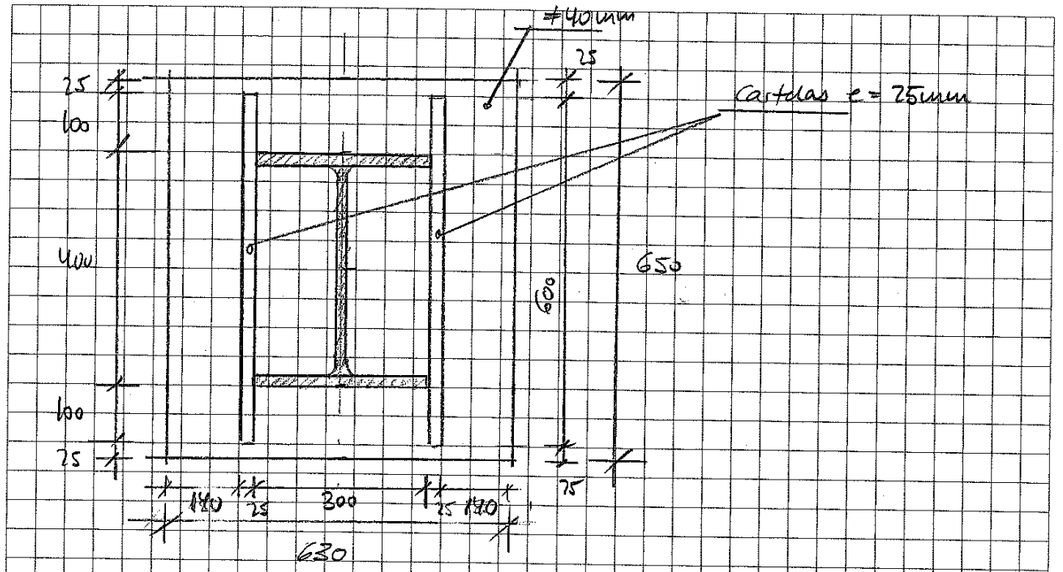
PUNTALES DEFINITIVOS ADENDA 1: ADAPTACIONES TALLER.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2967
Fecha 17/01/06
CAN TUNIS-0-CT-C-014600

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 11 de enero de 2006



Tensiones de contacto:

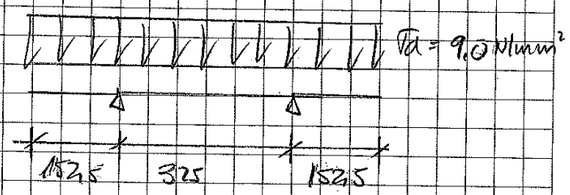
$A = 0{,}65 \times 0{,}63 = 0{,}4095\ m^2$

$\sigma_d = \frac{3700\ kN}{0{,}4095\ m^2} = 9{,}04 \approx 9{,}0\ MPa$ → Se limita a 10MPa por la posibilidad de que el puntal esté en la punta.

con cargas características $\sigma_k = 6{,}02\ MPa < 0{,}70 f_{ck} = 0{,}70 \cdot 25 = 17{,}5\ MPa$ OK!

En vertical:

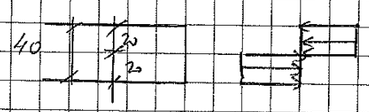
Esquema estático



Momento máximo:

$$M_d = \frac{9{,}0 \cdot 1525^2}{2} = 10\,465\,3\ N.mm/mm = 104{,}7\ KN\ m/m$$

Momento plástico de la sección:



$$W_{pl} = 2 \times \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{h^2}{4} = \frac{40^2}{4} = 400\ mm^3/mm$$

Momento plástico de la sección:

$$M_{pl} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma} = 400\ mm^3/mm \cdot \frac{275\ N/mm^2}{1{,}10} = 100000\ N.mm/mm$$

$M_{pl} = 100\ KN.m/m$

como $M_{pl,Rd} > M_d$ OK! $\quad \varepsilon = \frac{100}{105} = 0{,}95$

Se da por bueno

En horizontal:

$v = 140\ mm$, $t = 40\ mm$ → $v/t = 3{,}50 < 5$ → comportamiento como placa rígida.

Momento máximo $M_d = \frac{\sigma_d \cdot v^2}{2}$

$$M_d = \frac{9{,}00\ N/mm^2 \cdot 1525^2}{2} = 104\,650\ N.mm/mm$$

$M_d = 104{,}65\ KN.m/m$ < $M_{pl,Rd} = 100\ KN.m/m$

$\varepsilon = 4{,}65\%$ Se da por bueno.

CARTELAS

Área tributaria sobre la cartela (con todo seguro)

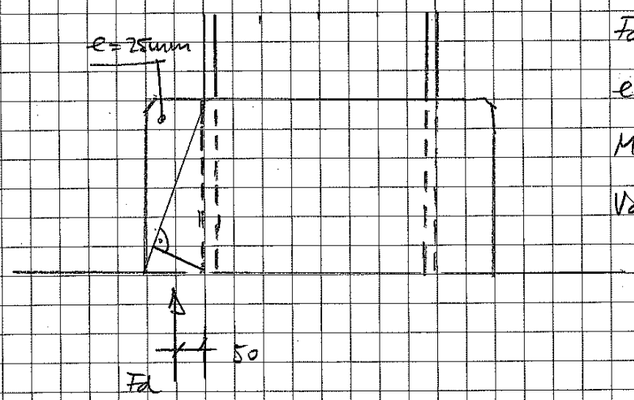
$A = 315 \times 175\ mm^2 = 39875\ mm^2$

$\tau_d = 9{,}0\ N/mm^2$

$F_d = A \cdot \tau_d = 39875\ mm^2 * 9{,}0\ N/mm^2 = 354375\ N = 355\ kN$

Se ventea con 360 kN/cartela

Método del cocharente de cornadra



$F_d = 360\ kN$

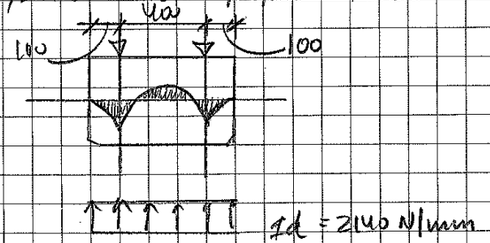
$e = 50\ mm$

$M_d = 18{,}0\ kN \cdot m$

$V_d = 360\ kN$

ij En una cara deben soportar los cortantes

Los momentos se equilibran en la propia cartela



En cada cartela $V_d = 360\ kN$.

Por compatibilidad de espesores de soldadura

cartela $e = 25\ mm$

ala MEDIDO $e = 24\ mm$

$\Big\} \quad 7 \le a \le 16.$

NOTE BOOK

Se toman soldaduras de $a = 12\ mm$

con lo cual $\tau_a = \dfrac{360 \cdot 10^2\ N}{12 \cdot 300} = 100\ N/mm^2$

Tensión de comparación $\sigma_{eq} = \sqrt{1{,}80} \cdot \tau_a = 134{,}16\ N/mm^2$

$\sigma_{eq} \le \dfrac{f_y}{\gamma} = \dfrac{275}{1{,}25} = 220\ N/mm^2$

↑ Cumplimos

ij Abolladura cartelas

$\lambda = \dfrac{2{,}53\ c}{t \cdot \lambda_E}$

$\lambda_E = \sqrt{\dfrac{5275}{f_y}} = 86{,}81$

$c = 195{,}0\ mm$

$t = 25\ mm$

$\lambda = \dfrac{2{,}53 \cdot 95}{75 \cdot 86{,}81} = 0{,}1107$

Mplástico $M_p = \dfrac{a^2 t}{4} \cdot f_y = \dfrac{195{,}0^2 \cdot 75}{4} \cdot \dfrac{275}{1{,}10} = 14{,}10\ kN \cdot m$

Cocharente de cornadra

$CE = 0{,}14 \cdot \bar{\lambda}^2 - 1{,}07\,\bar{\lambda} + 2{,}30 = 0{,}14 \cdot 0{,}1107^2 - 1{,}07 \cdot 0{,}1107 + 2{,}30 =$

$= 2{,}1832$

$M_{cr} = CE \cdot M_{pl} = 2{,}1832 \cdot 14{,}10 = 30{,}79\ kN \cdot m$

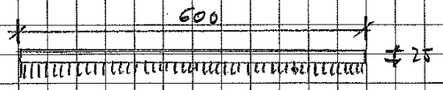
$\dfrac{M_{cr}}{Q \cdot e} = \dfrac{30{,}79}{18} = 1{,}710 \gg 1{,}0$ (OK!)

NOTE BOOK

SOLDADURA CARTELAS - PLACA de TESTA

$q_d = \overline{\tau}_d \cdot B_{trabajo} = 9{,}5\ N/mm^2 \times 225\ mm = 21375\ N/mm$

Muy del lado seguro.



Compatibilidad de espesores de soldadura

cartela: $e = 25\ mm$

placa de testa $e = 40\ mm$

$\Rightarrow 8 \le a \le 17$

Se toma $a = 12\ mm$

$l = 600\ mm$

$\Rightarrow l \cdot a = 6000\ mm^2$

$$n = \frac{q_d \cdot l}{l \cdot a} = \frac{21375\ N/mm}{12\ mm} = 178{,}125\ N/mm^2$$

$$\overline{\tau}_n = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot n = 125{,}95\ N/mm^2$$

$$\overline{\sigma}_n = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot n = 125{,}95\ N/mm^2$$

$$\overline{\tau}_w = \sqrt{\overline{\tau}_n^2 + 1{,}8\left(\overline{\sigma}_n^2 + \overline{\sigma}_n^2\right)} = \sqrt{125{,}95^2 + 1{,}80\,(125{,}95^2)} =$$

$$125{,}95 \cdot \sqrt{2{,}80} = 210{,}76 \le \frac{f_y}{\gamma} = \frac{275}{1{,}25} = 220 \quad \underline{OK!}$$

NOTE BOOK

CARTELAS DE APOYO de ANGULARES de ARRIOSTRAMIENTO

Reacción de Ayo

$T_d = 270\ kN = 270 \cdot 10^3\ N$

Soldadura $a = 7{,}0\ mm$

$l = 200\ mm$

$$\overline{\sigma}_a = \frac{270 \cdot 10^3\ N}{7 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 192{,}86\ N/mm^2$$

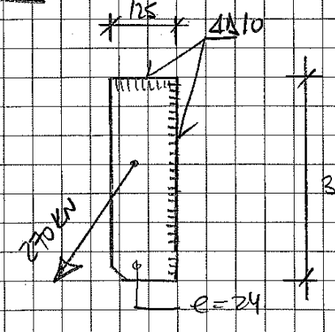
$$\overline{\tau}_w = \sqrt{1{,}8} \cdot \overline{\sigma}_a = 258{,}75\ N/mm^2 \le \frac{f_y}{\gamma} = 250 \quad \underline{ok!}$$

$(\varepsilon = 3{,}5\ \%)$

Placa soldada: dimensión menor: $100\ mm \times 24\ mm = 2400\ mm^2$

$$N_u = A \cdot \frac{f_y}{\gamma} = 2400 \cdot \frac{275}{1{,}10} = 600\ kN \gg Td \quad \underline{OK!}$$

Soldaduras:



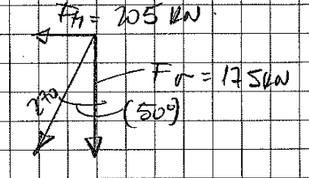
Por compatibilidad de espesores de soldadura

cartela 7 mm

Placa testa: 40 mm

cartela: 25 mm

$\Rightarrow 8 \le a \le 17$



La soldadura está muy sobrada

NOTE BOOK

Soldadura "horizontal"

$F_H = 205\ kN$

$\tau_a = \frac{205 \cdot 10^3}{125 \cdot 2 \cdot 10} = 82\ N/mm^2$

Soldadura "vertical"

$F_V = 175\ kN$

$\tau_a = \frac{175 \cdot 10^3}{350 \cdot 2 \cdot 10} = 75\ N/mm^2$

Queda margen para los momentos flectores.

ESFUERZOS INTERNOS DE LA CARTELA

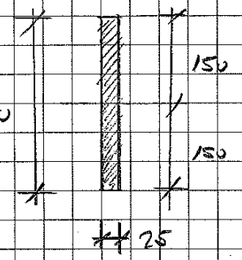
$Md_{ap} = \frac{qd \cdot b^2}{2} = \frac{21{,}40\ N/mm\ (100\ mm)^2}{2} = 10{,}7\ kN.m$

$Md_{viga}: \frac{qd \cdot L^2}{8} - \frac{qd \cdot b^2}{2} = \frac{21{,}40 N/mm\ (400)^2}{8} - 10{,}7 kN.m =$ (muy bajo)

$= 42{,}8 - 10{,}7 = 32{,}10\ kN.m$

Sección:

Flexión



$W_{pl} = 2 * (25 * 150)\frac{150}{2} = 562500\ mm^3$

$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y/\gamma = 562500\ mm^3 \cdot \frac{275 N/mm^2}{1{,}10}$

$M_{pl} = 140{,}63\ kN.m >> Md$ OK!

Cortante

$A_v = 25 \times 300 = 7500\ mm^2$

$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\gamma} = 7500 \cdot \frac{275}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{1{,}10} = 1082{,}5\ kN$

$V_d = qd\left(w + \frac{l}{2}\right) = 21{,}40 N/mm\left(100 + \frac{400}{2}\right) =$

$= 642\ kN << V_{pl,rd}$