ANEJO Nº 6. ESTRUCTURAS

ANEJO Nº 6. ESTRUCTURAS

ÍNDICE

1. CUADRO RESUMEN
2. DESCRIPCIÓN (Tipología, aparatos de apoyo, juntas, impermeabilización, etc.)
3. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
   - 3.1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
   - 3.2. CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS (VIADUCTOS, PUENTES, PASOS SUPERIORES, PASOS INFERIORES, PEQUEÑAS OBRAS DE FÁBRICA, PASOS DE FAUNA)
4. CÁLCULOS
   1. SECCIONES EN "U" PK 705+920 A 706+240
      MEMORIA
      NOTA DE CÁLCULO
      ADENDA: APUNTES TÉCNICOS ADICIONALES AL DIMENSIONAMIENTO Y VERIFICACIÓN DE LAS SECCIONES A CIELO ABIERTO EN LA ENTRADA AL FALSO TÚNEL, LADO CASTELLBISBAL
      ADENDA: APUNTES TÉCNICOS ADICIONALES AL DIMENSIONAMIENTO Y VERIFICACIÓN DE LAS SECCIONES A CIELO ABIERTO EN LA ENTRADA AL FALSO TÚNEL, LADO CASTELLBISBAL
   ADENDA: ADAPTACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL TRAMO AL CAMBIO DE RASANTE
   2. CÁLCULOS TRAMO TRANSICIÓN PK 706+240 A 706+400
      PANTALLAS Y CUBIERTA
      MEMORIA
      NOTA DE CÁLCULO
      CUBIERTA DEL TRAMO DE TRANSICIÓN. JUSTIFICACIÓN DEL CAMBIO DE TIPOLOGÍA
      CONTRABÓVEDA PK 706+240 A 706+300
      ADENDA 2. RECÁLCULO POR CAMBIOS EN LAS PRESIONES DE AGUA EN EL INTRADÓS DE LAS PANTALLAS
      ADENDA 3. RECÁLCULO POR CAMBIOS EN LAS PRESIONES DE AGUA EN EL INTRADÓS DE LAS PANTALLAS
      LOSA DE FONDO PK 706+300 A 706+437.20
      MEMORIA
      NOTA DE CÁLCULO
      ADENDA 1
      MEMORIA DE CÁLCULO PARA ARRIOSTRAMIENTO METÁLICO PROVISIONAL
   3. CÁLCULOS TRAMO CRUCE B-17 PK 706+400,0 A 706+640,0
      MEMORIA
      NOTA DE CÁLCULO
      CUBIERTA
      PANTALLAS Y CUBIERTAS PK 706+437,2 A 706+538,63
      PANTALLAS Y CUBIERTAS PK 706+538 A 706+640
      ADENDA 1. PANTALLA DE CIERRE Y RAMPA DE ACCESO EN EL RAMAL DEL AEROPUERTO
      ADENDA 1. CAMBIO DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PK 706+437,20 A 706+520
      ADENDA 2. CAMBIO DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PK 706+538,6 A 706+640
      ADENDA 3. ADAPTACIONES GEOMÉTRICAS CUBIERTA PK 706+538,6 A 706+640
      LOSA DE FONDO
      CONTRABÓVEDA
      NOTA DE CÁLCULO PARA EL RECRECIDO DE PUNTALES EN LA PANTALLA INTERMEDIA PK 706+538,63 A 706+548,77
      MEMORIA DE CÁLCULO PARA EL ARRIOSTRAMIENTO METÁLICO DE PANTALLAS
      PUNTALES DEFINITIVOS
      ADENDA 1. ADAPTACIONES TALLER
   4. TRAMO CONEXIÓN B-17. TRAMO 1. PK 706+640,0 A 706+689,0
      PANTALLAS
      MEMORIA

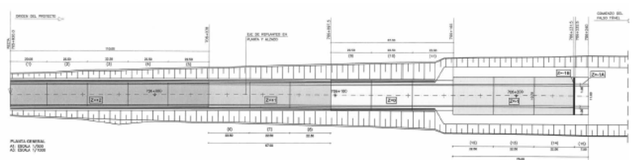
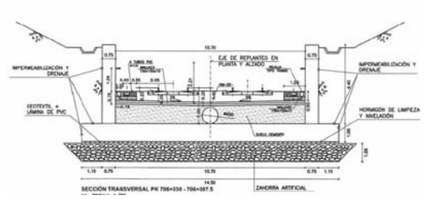
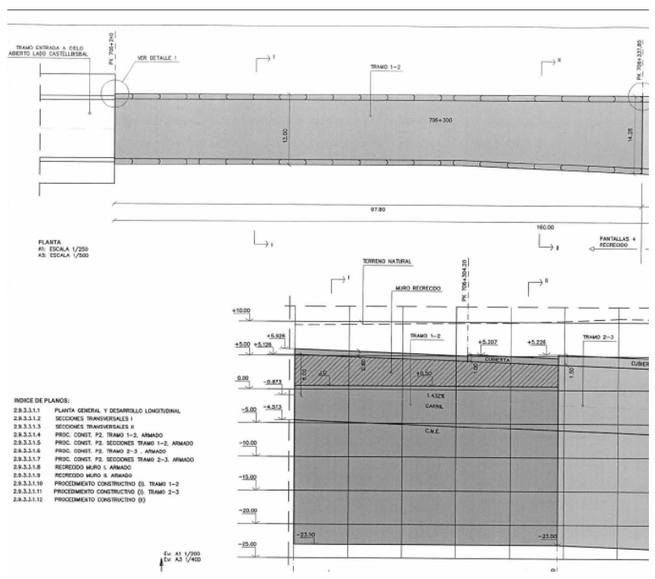
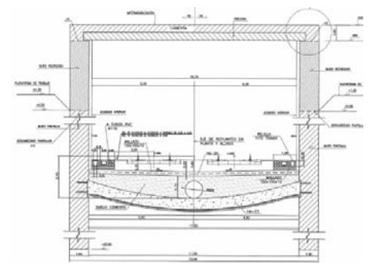
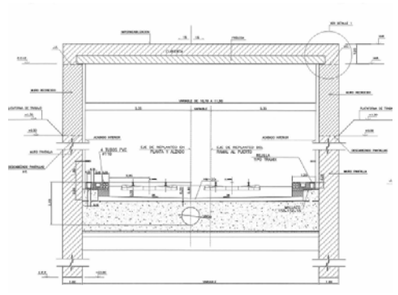
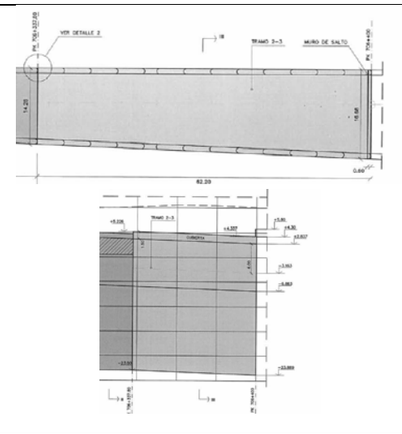
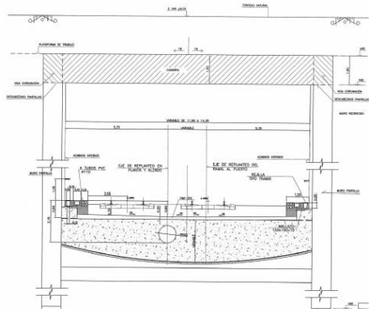
NOTA DE CÁLCULO
VIGA DE ATADO Y CUBIERTA
MEMORIA
NOTA DE CÁLCULO
5. TRAMO 1. PK 706+689,0 A 707+990,71. TRAMO DE PRUEBAS
PANTALLAS, CUBIERTA, VIGA DE RAMPA Y PANTALLA DE CIERRE
MEMORIA
NOTA DE CÁLCULO
CONTRABÓVEDA. RECÁLCULO
MEMORIA
NOTA DE CÁLCULO
CONTRABÓVEDA. PROPUESTA
PUNTALES
CARTELAS DE SOPORTE DE LOS PUNTALES
VERIFICACIÓN CONTRABÓVEDA FRENTE A UN DESAPEO TEMPRANO DE LOS PUNTALES
6. TRAMO CRUCE CON EL COLECTOR DEPURBAIX PK 707+990 A 707+031,74
MEMORIA
NOTA DE CÁLCULO
CÁLCULO DE LA CUBIERTA DE LA REPOSICIÓN DEL COLECTOR
ADENDA A LA NOTA DE CÁLCULO DE LA CUBIERTA DE LA REPOSICIÓN
ADENDA A LA NOTA DE CÁLCULO DE LAS PANTALLAS
COMPROBACIONES ADICIONALES PARA LA CUBIERTA
7. CRUCE FEIXA LLARGA PK 707+031,74 A 707+141,44
PANTALLAS
MEMORIA
NOTA DE CÁLCULO
TRAMO DE CRUCE CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA
MEMORIA
NOTA DE CÁLCULO
ADENDA 1
ADENDA 2
8. CRUCE FEIXA LLARGA B-10. PK 707+141,44 A 707+411,15
PANTALLAS, CUBIERTA, VIGA DE RAMPA Y PANTALLA DE CIERRE
MEMORIA
NOTA DE CÁLCULO
CONTRABÓVEDA
CRUCE COLECTOR DEPUBAIX
CRUCE DE LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA
TRAMO ENTRE LA CARRETERA FEIXA LLARGA Y EL COLECTOR DE AGUAS NEGRAS
MEMORIA
NOTA DE CÁLCULO
9. CRUCE B-10. PK 707+411,15 A 707+615,35
PANTALLAS Y CUBIERTA. FASE 1A
MEMORIA
NOTA DE CÁLCULO
PANTALLAS. ADENDA
MEMORIA
NOTA DE CÁLCULO
PANTALLAS Y CUBIERTA. FASE 1B
MEMORIA
NOTA DE CÁLCULO
NOTA TÉCNICA RELATIVA A LAS PRESIONES DEL AGUA SOBRE LAS PANTALLAS
PANTALLAS Y CUBIERTA. ADENDA
ADENDA 2. MODIFICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
ADENDA 3. ADAPTACIONES CUBIERTA
ADENDA 4. COMPROBACIONES ADICIONALES CUBIERTA
ADENDA 4. COMPROBACIONES ADICIONALES CUBIERTA
CONTRABÓVEDA
NOTA DE CÁLCULO DE LA REPOSICIÓN DEL COLECTOR DE AGUAS NEGRAS
ADENDA REPOSICIÓN DEL COLECTOR DE AGUAS NEGRAS
PUNTALES DEFINITIVOS
ADENDA 1. PUNTALES ADICIONALES BATACHE 397
ADENDA 5. REFUERZO BATACHE 397

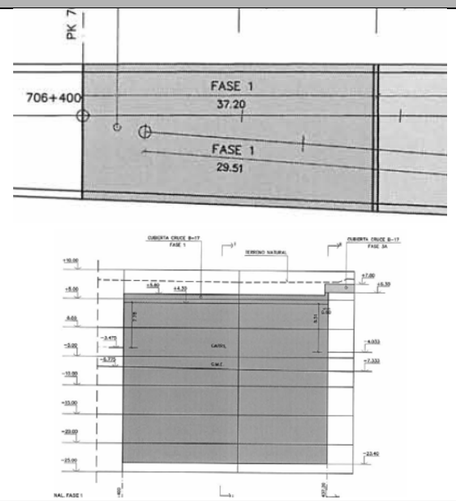
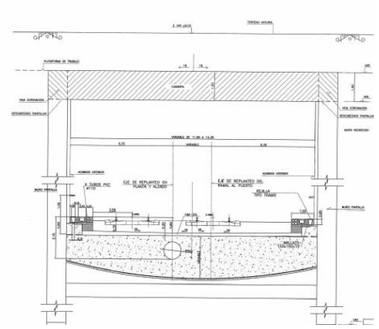
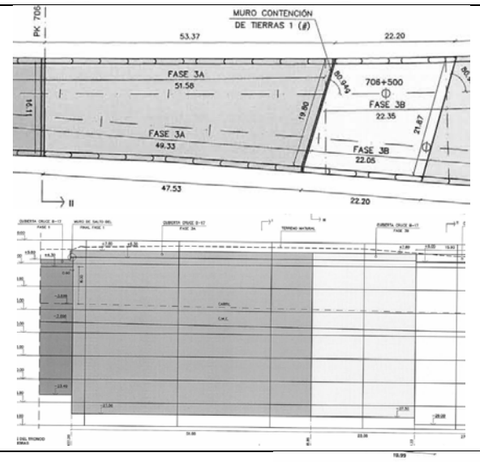
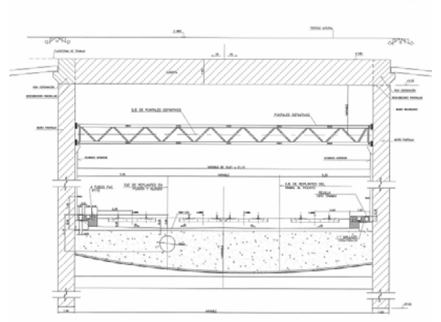
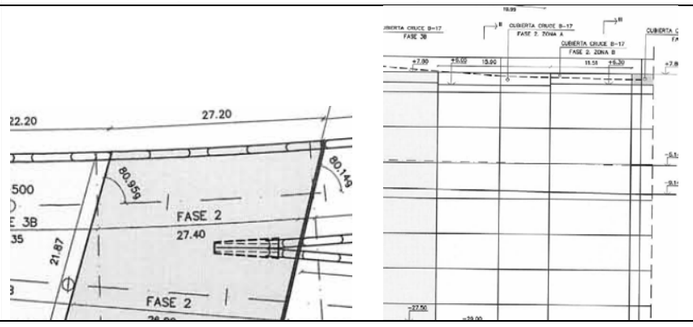
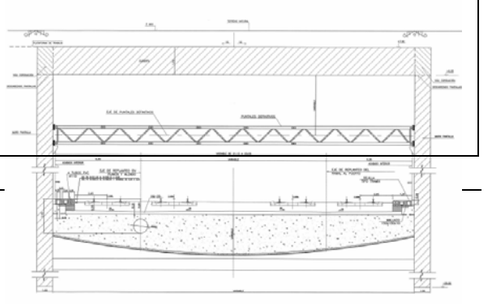
10. NOTA DE CÁLCULO RECINTO RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO
PANTALLAS
ADENDA
ADENDA 2. VERIFICACIÓN NUEVAS PRESIONES DE AGUA
LOSA DE FONDO
VIGAS DE ATADO Y PUNTALES DEFINITIVOS
ADENDA
PUNTALES PROVISIONALES
CÁLCULOS CAJÓN HINCADO. P.I. BAJO EL FC
1. ANEJO AL PLIEGO DE CONDICIONES
2. ANEJO DE CÁLCULO
3. ANEJO DE CÁLCULO MATEMÁTICO
LOSA DE CUBIERTA
11. CÁLCULOS RECINTO CONSTRUCCIÓN CAJÓN PK 707+657,97 A 707+761,0
ADENDA 5. RECINTO DE CAJÓN HINCADO. VERSIÓN DEFINITIVA
ADENDA 6. PANTALLAS Y MUROS. MODIFICACIÓN PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
ADENDA 7. MUROS DE CIERRE ENTRE CAJÓN Y PANTALLAS
LOSA DE FONDO. ADENDA 1
PUNTALES DEFINITIVOS
PUNTALES PROVISIONALES DE ESQUINA
12. CÁLCULOS TRAMO SECCIONES EN “U” PK 707+761,0 A 767+830,0
13. CÁLCULOS TRAMO CRUCE PASO SUPERIOR. PK 707+830,0 A 707+932,82
PANTALLAS Y MUROS
MEMORIA
NOTA DE CÁLCULO
ADENDA 1. PANTALLAS Y MUROS
ADENDA 2. PANTALLAS Y MUROS
PUNTALES DEFINITIVOS
14. CÁLCULOS TRAMO FINAL PK 707+932,820 A 707+955,00
PANTALLAS Y MUROS
MEMORIA
NOTA DE CÁLCULO
LOSA DE FONDO
15. CÁLCULOS SALIDA EVACUACION
VIGA DE ATADO
PANTALLAS Y VIGA DE ATADO. PK 706+720 A 706+640
PANTALLAS Y VIGA DE ATADO PK 707+040
LOSA DE FONDO PK 706+430 A 707+040
PUNTALES PROVISIONALES
ADENDA 1. PUNTALES PROVISIONALES
PUNTALES DEFINITIVOS EN POZO DE EVACUACIÓN
HUECOS DE ACCESO A LOS POZOS
16. CÁLCULOS CHIMENEAS DE VENTILACIÓN
17. CÁLCULOS COBERTURA
18. COMPROBACIÓN DE PANTALLAS FRENTE A CARGAS VERTICALES
19. MEMORIA DE CÁLCULO ARRIOSTRAMIENTO METÁLICO PROVISIONAL
5. PROCESO CONSTRUCTIVO
6. CONTROL DE CALIDAD
6.1. EMPRESA CONSTRUCTORA
6.1.1. ESTRUCTURAS “IN SITU” Y PEQUEÑAS OBRAS DE FÁBRICA
CONTROL DEL HORMIGÓN
CONTROL DEL ACERO
OTROS ENSAYOS
CONTROL GEOMÉTRICO
6.1.2. ESTRUCTURAS PREFABRICADAS (EXPEDIENTE DE FABRICACIÓN)
6.2. ASISTENCIA TÉCNICA
6.2.1. ESTRUCTURAS “IN SITU” Y PEQUEÑAS OBRAS DE FÁBRICA
CONTROL DEL HORMIGÓN
COMPONENTES DEL HORMIGÓN
PANTALLAS
RECRECIDO DE PANTALLAS
VIGA DE ATADO
CONTRABÓVEDA

LOSA
PRELOSAS
SECCIONES U
CAJÓN HINCADO
VARIOS ELEMENTOS
PARTES DE INTEMAC
CAJÓN HINCADO
CONTRABÓVEDA
LOSA
PANTALLA
SECCIONES U
ELEMENTOS ESTRUCTURALES VARIOS
CHIMENEAS
CONTRABÓVEDA
POZO DE EVACUACIÓN
REPOSICIÓN DE COLECTORES
COLECTOR DEPURBAIX
COLECTOR VALL DEL POBLE
VARIOS
CUBIERTA, RECRECIDOS Y VIGAS DE ATADO
PRELOSAS Y COLECTOR
POZO DE BOMBEO
PRELOSAS
MATERIALES
COMPONENTES DEL HORMIGÓN
CONTRASTE ENSAYOS CARACTERÍSTICOS
CONTROL DEL ACERO
OTROS ENSAYOS
CONTROL GEOMÉTRICO
6.2.2. ESTRUCTURAS PREFABRICADAS (EXPEDIENTE DE FABRICACIÓN)
7. ACCESOS Y ELEMENTOS PARA MANTENIMIENTO
8. RECOMENDACIONES PARA LA CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO
9. MOVIMIENTOS PREVISTOS EN LAS ESTRUCTURAS

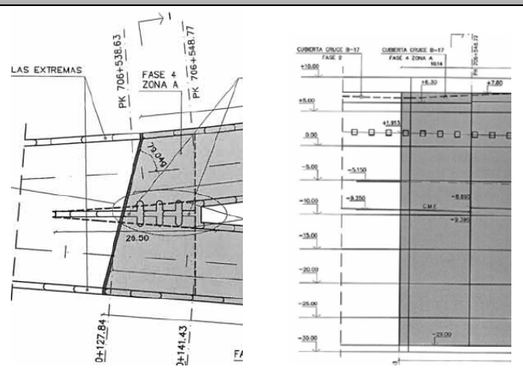
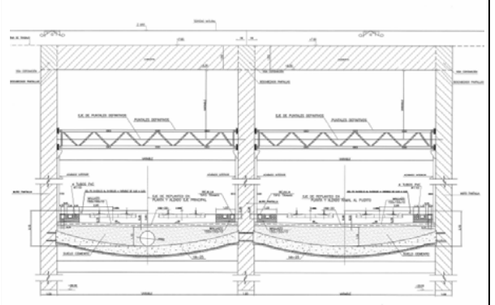
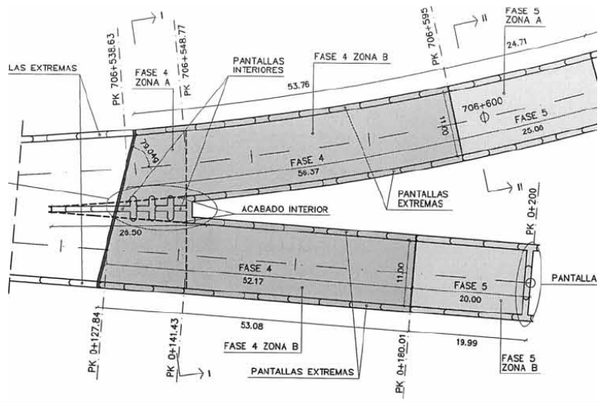
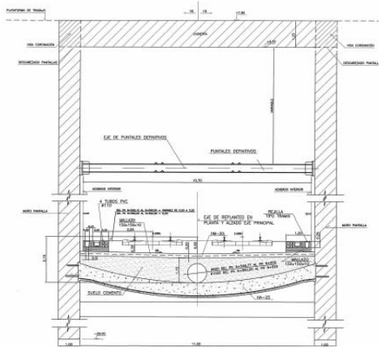
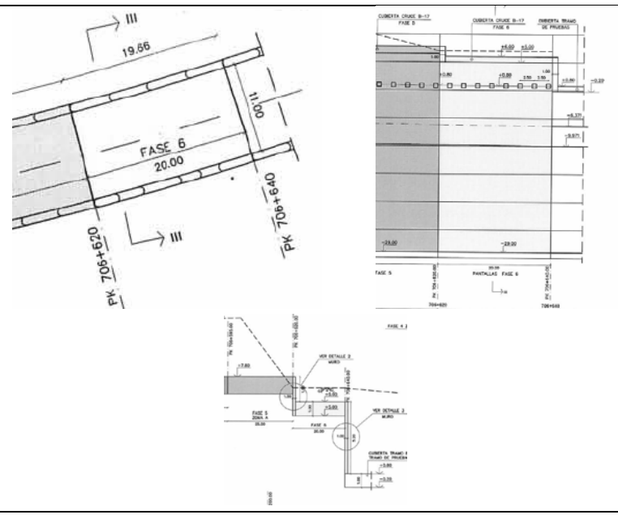
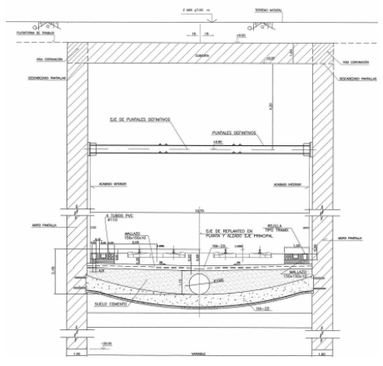
1. Cuadro resumen

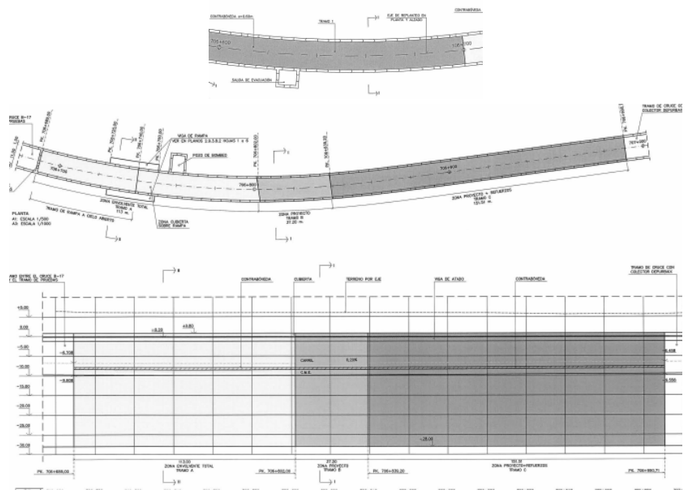
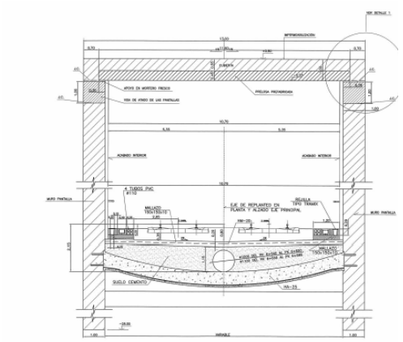
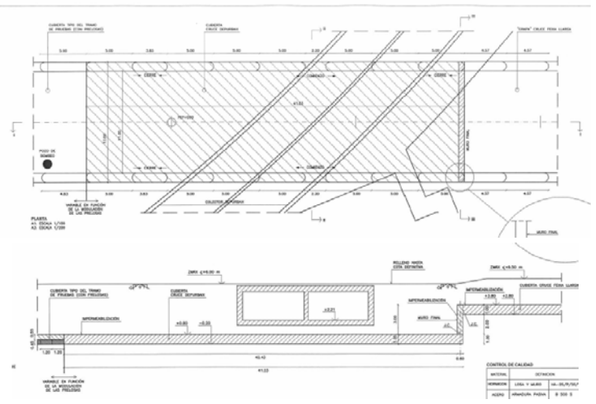
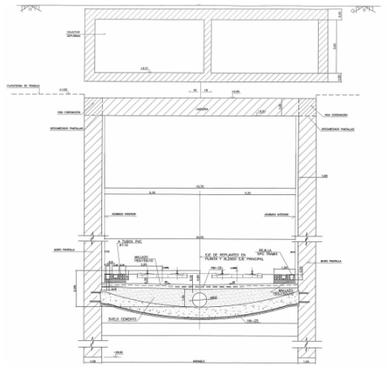
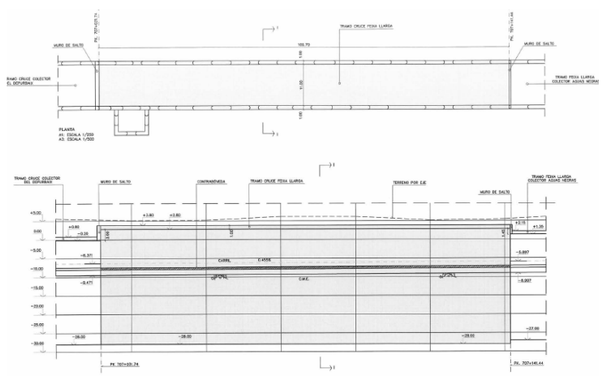
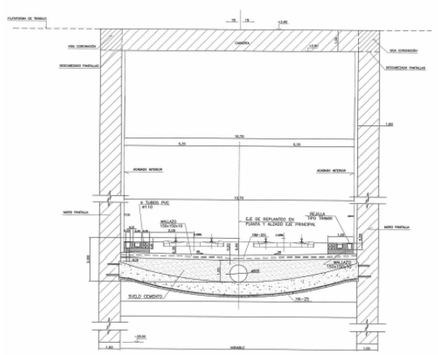
1. CUADRO RESUMEN

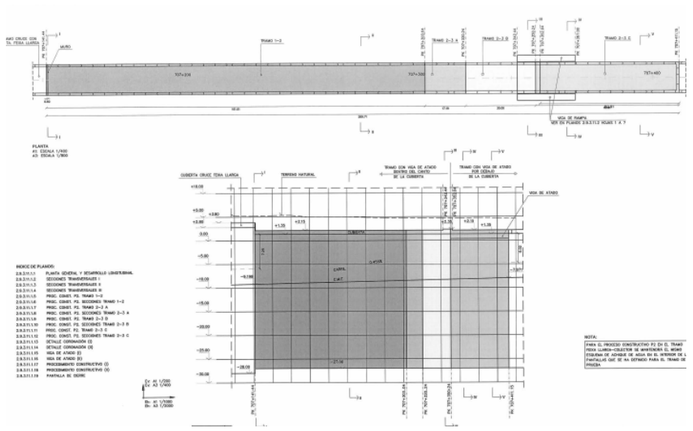
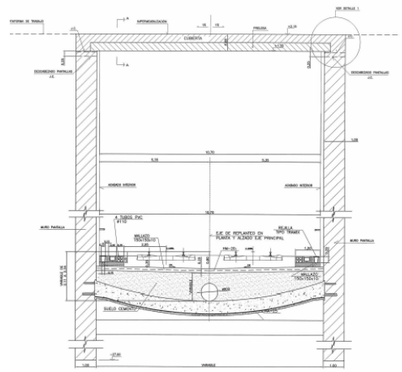
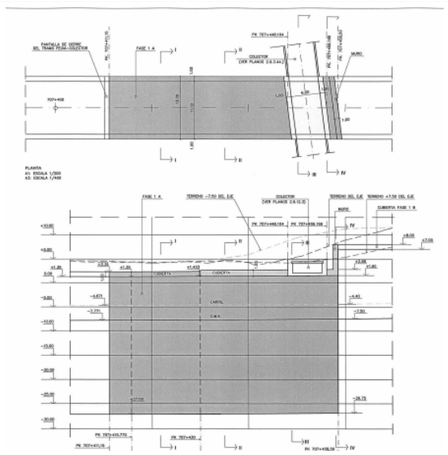
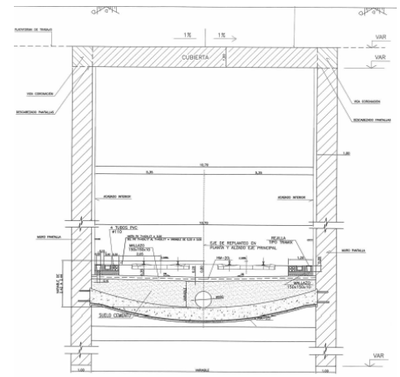
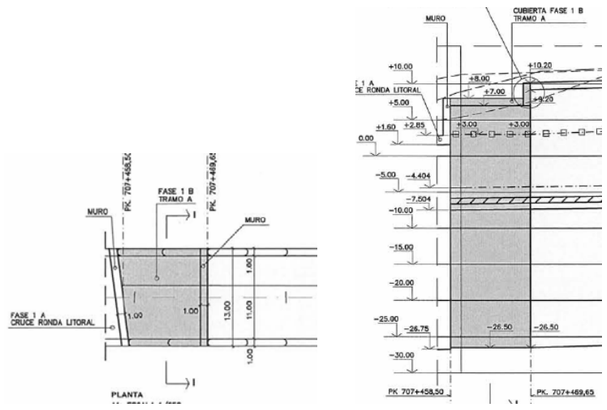
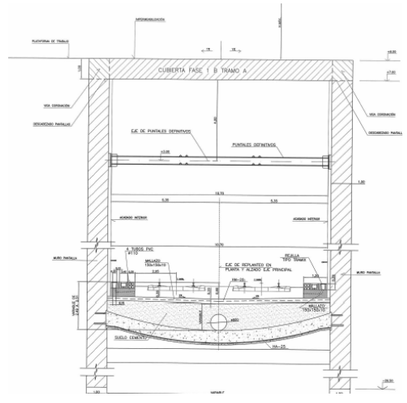
LOCALIZACIÓN ESTRUCTURA	P.K.	TIPOLOGÍA	DESCRIPCIÓN	PLANTA Y PERFIL	SECCIÓN
Secciones en U	705+920 al 706+240	MUROS	Muros de hormigón Armado de 4.40 m de altura y 0,75 de anchura		
		LOSA DE FONDO	Losa de Hormigón armado de 1m de canto y de 13.10 a 20.20 m según el tramo		
TRANSICIÓN TRAMO 1-2	705+240 al 706+304 .2	CONTRABÓVEDA	Contrabóveda de 0.60 m de canto anclada a pantallas		
		CUBIERTA, PANTALLAS y RECRECIDO DE MURO	Cubierta con prelosas de 11.6 m prefabricadas in situ de 1.2m de ancho y 0.4 m de canto. Losa de compresión de 0.4 y 0.55 m. Pantallas de 1 m de grosor y 23,5 m de profundidad recrecidas con muro de 1 m de grosor y altura variable entre 3,626 y 4,626 m.		
TRANSICIÓN TRAMO 1-2	706+304 .2 al 706+337 .8	LOSA DE FONDO	Losa plana de canto de 1.5 m anclada a pantalla mediante ménsula		
TRANSICIÓN TRAMO 2-3	706+337 .8 al 706+400	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 26,7 m de profundidad		
		CUBIERTA	Cubierta ejecutada insitu de 1,50 m de canto. Ancho variable entre 14,28 y 16,68 m.		
		LOSA DE FONDO	Losa plana de canto de 1.5 m entre el PK 706+337.8 y el PK 706+350. Del PK 706+350 al PK706+400 Contrabóveda de canto		

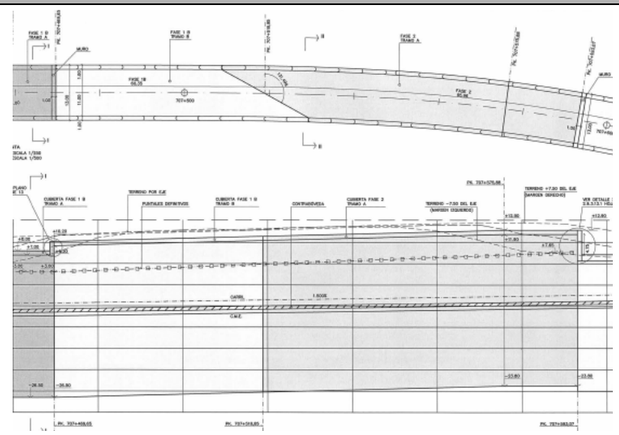
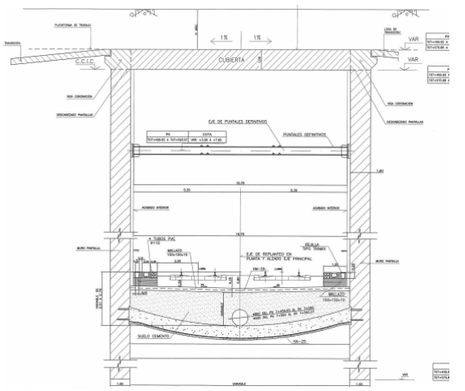
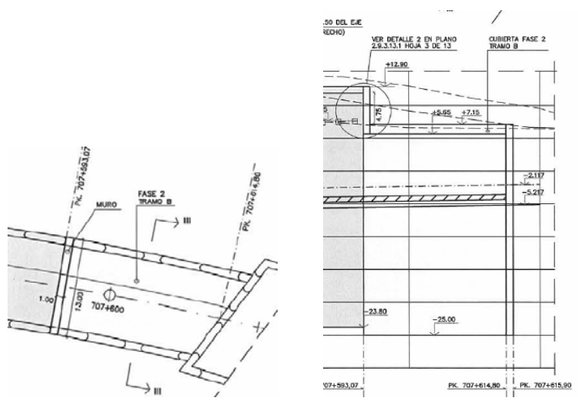
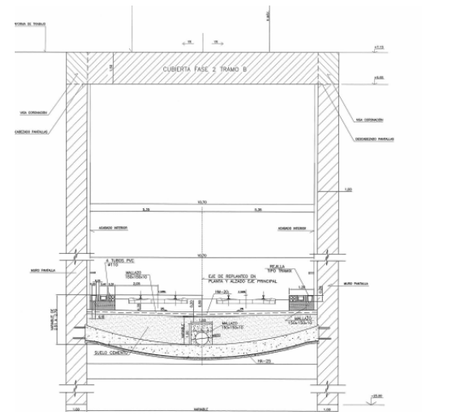
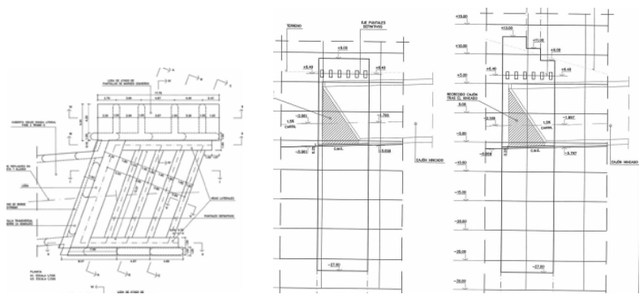
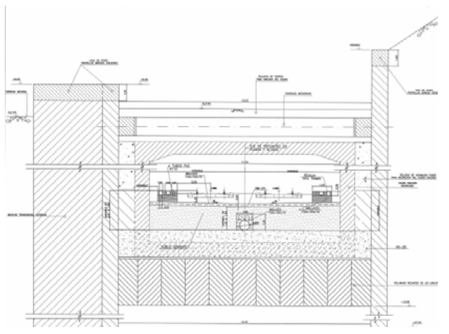
			variable entre 2,17 y 2.21 m.		
LOCALIZACIÓN ESTRUCTURA	P.K.	TIPOLOGÍA	DESCRIPCIÓN	PLANTA Y PERFIL	SECCIÓN
CRUCE B-17 FASE 1	706+400 al 706+437.2	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 27,7 m de profundidad		
		CUBIERTA	Cubierta ejecutada insitu de 1,50 m de canto. Ancho variable entre 16,68 y 18,11 m.		
		CONTRABÓVEDA CANTO VARIABLE	Contrabóveda de canto variable entre 2.21 y 2.25 m. Ancho variable entre 14,68 y 16,11 m.		
CRUCE B-17 FASE 3	706+437.2 al 706+511.2	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 33,8 m de profundidad		
		CUBIERTA	Cubierta ejecutada insitu de 1,50 m de canto. Ancho variable entre 18,11 y 23,87 m.		
		CONTRABÓVEDA CANTO VARIABLE	Contrabóveda de canto variable entre 2.25 y 2.40 m . Ancho variable entre 16,11 y 21,87 m.		
CRUCE B-17 FASE 2A	706+511.2 al 706+525	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 35,5 m de profundidad		
		CUBIERTA	Cubierta ejecutada insitu de 1,50 m de canto. Ancho variable entre 23,87 y 25,06 m.		
		CONTRABÓVEDA CANTO VARIABLE	Contrabóveda de canto variable entre 2.40 y 2.45 m .		

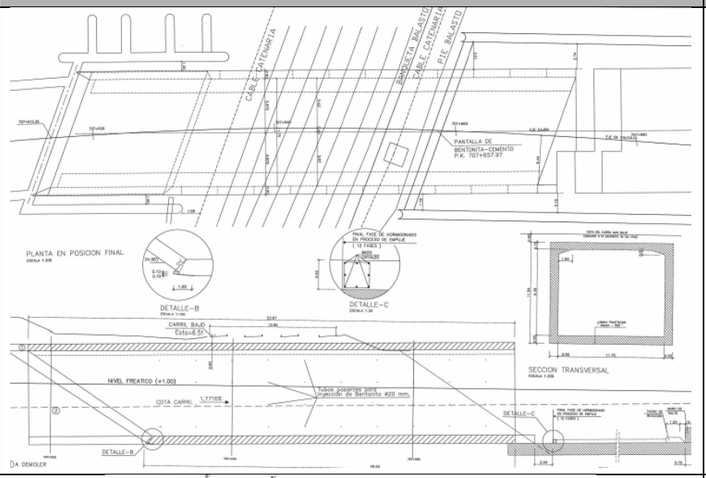
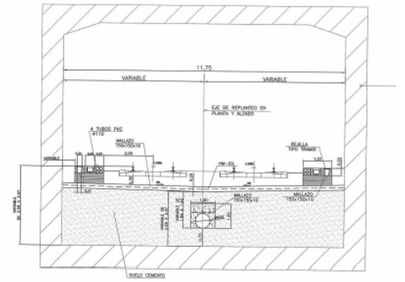
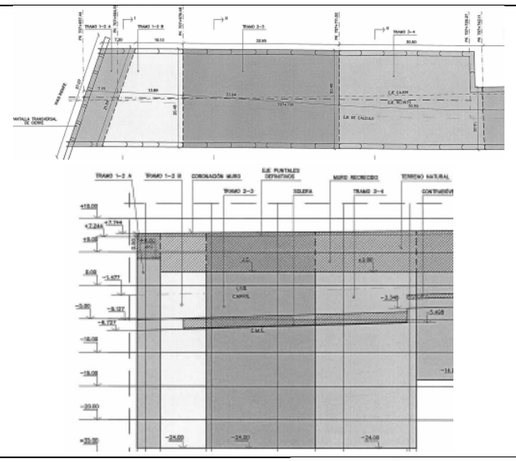
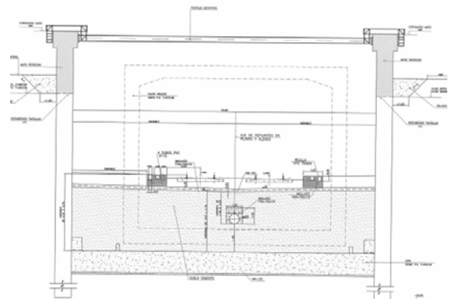
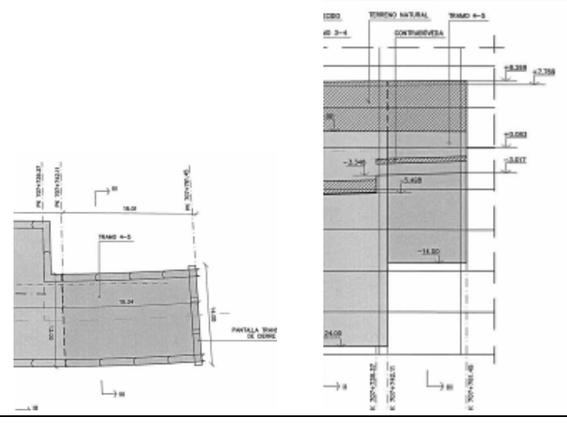
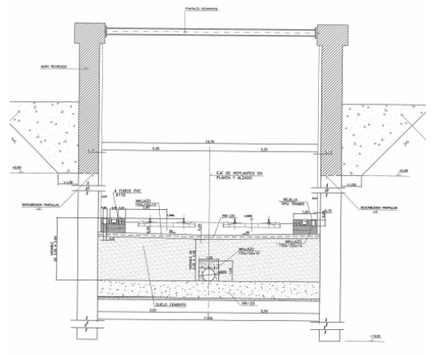
			Ancho variable entre 21,87 y 23.06 m.		

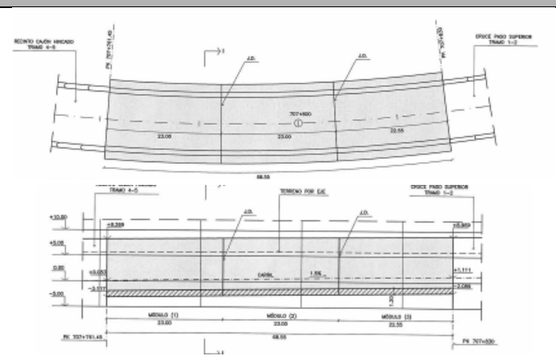
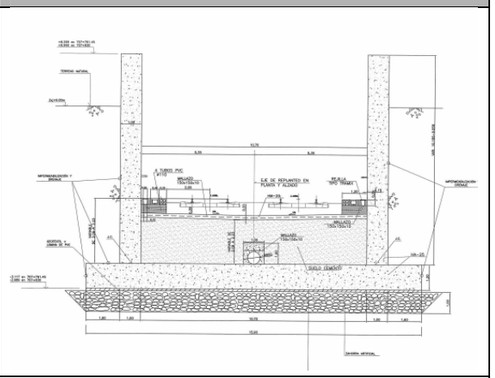
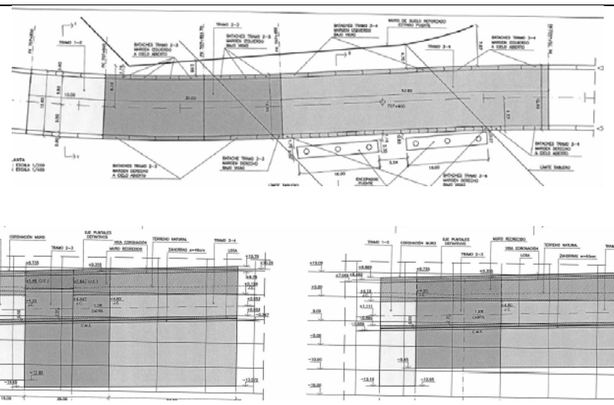
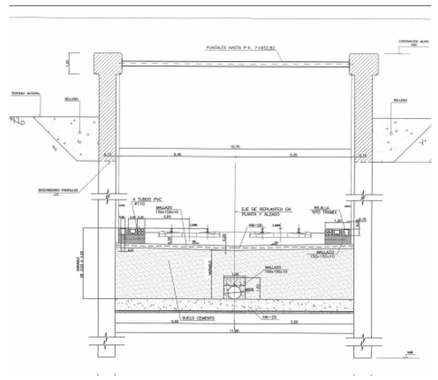
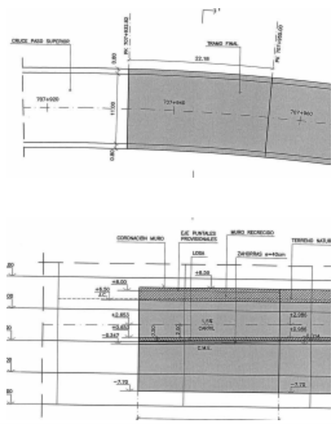
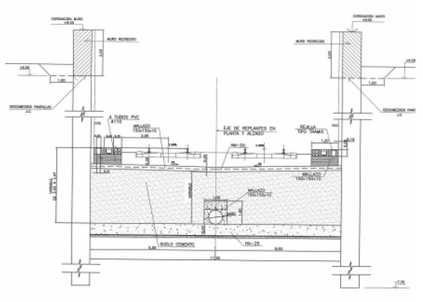
LOCALIZACIÓN ESTRUCTURA	P.K.	TIPOLOGÍA	DESCRIPCIÓN	PLANTA Y PERFIL	SECCIÓN
CRUCE B-17 FASE 2B y FASE 4A	706+527.1 al 706+548.8	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 35,5 m de profundidad		
		CUBIERTA	Cubierta ejecutada insitu de 1,50 m de canto. Ancho variable entre 25,06 y 28,6 m.		
		CONTRABÓVEDA	Contrabóveda de 0.60 m de canto anclada a pantallas		
CRUCE B-17 FASE 4B y FASE 5	706+548.8 al 706+620 y del 0+141 al 0+200	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 35,5 m de profundidad		
		CUBIERTA	Cubierta ejecutada insitu de 1,25 m de canto. Ancho 13 m.		
		CONTRABÓVEDA	Contrabóveda de 0.60 m de canto anclada a pantallas		
CRUCE B-17 FASE 6	706+620 al 706+640	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 33,0 m de profundidad		
		CUBIERTA	Cubierta ejecutada insitu de 1,25 m de canto. Ancho 13 m.		
		CONTRABÓVEDA	Contrabóveda de 0.60 m de canto anclada a pantallas		

LOCALIZACIÓN ESTRUCTURA	P.K.	TIPOLOGÍA	DESCRIPCIÓN	PLANTA Y PERFIL	SECCIÓN
TRANSICIÓN CRUCE B-17 a TRAMO PRUEBAS y TRAM ODE PRUEBAS	706+640 al 706+689	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 27,8 m de profundidad		
		CUBIERTA	Cubierta con prelosas de 11.6 m prefabricadas in situ de 1.2m de ancho y 0.45 m de canto. Losa de compresión de 0.55 m.		
		CONTRABÓVEDA	Contrabóveda de 0.60 m de canto anclada a pantallas		
CRUCE DEPURBAIX	706+990 al 707+030	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 27,8 m de profundidad		
		CUBIERTA	Cubierta ejecutada insitu de 1,0 m de canto.		
		CONTRABÓVEDA	Contrabóveda de 0.60 m de canto anclada a pantallas		
CRUCE DE LA FEIXA LLARGA	707+030 al 707+141 .4	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 30,8 m de profundidad		
		CUBIERTA	Cubierta ejecutada insitu de 1,0 m de canto		
		CONTRABÓVEDA	Contrabóveda de 0.60 m de canto anclada a pantallas		

LOCALIZACIÓN ESTRUCTURA	P.K.	TIPOLOGÍA	DESCRIPCIÓN	PLANTA Y PERFIL	SECCIÓN
TRAMO FEIXA LLARGA – RONDA LITORAL	707+141.4 al 707+411.1	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 28,35 m de profundidad		
		CUBIERTA	Cubierta con prelosas de 11.6 m prefabricadas in situ de 1.2m de ancho y 0.4 m de canto. Losa de compresión de 0.4 m.		
		CONTRABÓVEDA	Contrabóveda de 0.60 m de canto anclada a pantallas		
CRUCE B-10 FASE 1A	707+411.1 al 707+458.5	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 28,35 m de profundidad		
		CUBIERTA	Cubierta ejecutada insitu de 1,0 m de canto del PK 707+411.15 al PK 707+430 y 1,25 m de canto del PK 707+430 al PK 707+458.5		
		CONTRABÓVEDA	Contrabóveda de 0.60 m de canto anclada a pantallas		
CRUCE B-10 FASE 1B TRAMO A	707+458.5 al 707+469.6	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 33,5 m de profundidad		
		CUBIERTA	Cubierta ejecutada insitu de 1,0 m de canto.		
		CONTRABÓVEDA	Contrabóveda de 0.60 m de canto anclada a pantallas		

LOCALIZACIÓN ESTRUCTURA	P.K.	TIPOLOGÍA	DESCRIPCIÓN	PLANTA Y PERFIL	SECCIÓN
CRUCE B-10 FASE 1B TRAMO B y FASE 2A	707+469.6 al 707+593	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 35,7 m de profundidad		
		CUBIERTA	Cubierta ejecutada insitu de 1,0 m		
		CONTRABÓVEDA	Contrabóveda de 0.60 m de canto anclada a pantallas		
CRUCE B-10 FASE 2B	707+593 al 707+614.8	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 28,35 m de profundidad		
		CUBIERTA	Cubierta ejecutada insitu de 1,5 m		
		CONTRABÓVEDA/ LOSA DE FONDO	Contrabóveda de 0.60 m de canto anclada a pantallas del PK 707+593 al PK 707+607 y Losa plana de 1,0 m de canto del PK 707+607 al PK 707+614.8		
RECINTO RECEPCIÓN CAJON HINCADO	707+614.8 al 707+632.9	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 35,7 m de profundidad		
		CUBIERTA	No tiene, La losa superior del Cajón Hincado hace de cubierta en este tramo. Puntales definitivos y relleno de tierras sobre el Cajón Hincado.		
		LOSA DE FONDO	Losa plana de hormigón armado de 1.65 m de canto		

LOCALIZACIÓN ESTRUCTURA	P.K.	TIPOLOGÍA	DESCRIPCIÓN	PLANTA Y PERFIL	SECCIÓN
CAJON HINCADO	707+630 al 707+671 .1	MUROS	Muros de hormigón armado de 0.90 m de anchura y 9.39 m de altura sobre los que apoya la losa superior.		
		LOSA INFERIOR	Losa de hormigón armado de 0.9 m de canto y de 13.55 m de ancho. Longitud de 40.93 m		
		LOSA SUPERIOR	Losa de hormigón armado de 0.75 m de canto y de 13.55 m de ancho. Longitud de 53.67 m		
RECINTO CAJON HINCADO TRAMO 1-4	707+657 .4 al 707+742 .1	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 26,0 m de profundidad		
		LOSA DE FONDO	Losa plana de canto de 1.3 m anclada a pantalla mediante ménsula		
RECINTO CAJON HINCADO TRAMO 4-5	707+742 .1al 707+761 .4	PANTALLAS	Pantallas de 1 m de grosor y 35,7 m de profundidad		
		LOSA DE FONDO	Losa plana de canto de 0.8 m anclada a pantalla mediante ménsula		

LOCALIZACIÓN ESTRUCTURA	P.K.	TIPOLOGÍA	DESCRIPCIÓN	PLANTA Y PERFIL	SECCIÓN
SECCIONES EN "U"	707+761.4 al 707+830	MUROS	Muros de hormigón Armado de 1m de anchura y de altura variable entre 9.86 y 10.18 m.		
		LOSA DE FONDO	Losa de Hormigón armado de 1.20 m de canto y de 15.90 de ancho		
CRUCE PASO SUPERIOR	707+830 al 707+932.8	PANTALLAS y RECRECIDO DE MURO	Pantallas de 0.8 m de grosor y 18.7 m de profundidad recrecidas con muro de 0.80 m de grosor y altura variable entre 3.87 y 4.662 m, coronado con viga de 1.3 x1.0	 MARGEN IZQUIERDO MARGEN DERECHO	
		LOSA DE FONDO	Losa plana de hormigón armado de 0.55 m de canto entre el PK 707+830 y el PK 707+880 y de 0.50 m de canto entre el PK 707+880 y el PK 707+932.8		
TRAMO FINAL	707+932.8 al 707+955	PANTALLAS y RECRECIDO DE MURO	Pantallas de 0.8 m de grosor y 14.2 m de profundidad recrecidas con muro de 0.80 m de grosor y 2.0 m altura, coronado con viga de 1.3 x1.0		
		LOSA DE FONDO	Losa plana de hormigón armado de 0.50 m de canto		

2. Descripción (Tipología, aparatos de apoyo, juntas, impermeabilización, etc.)

2. DESCRIPCIÓN

El Proyecto de este tramo de la línea de mercancías de ancho mixto con destino a la estación de clasificación de Can Tunis y al Puerto de Barcelona consiste en la realización del túnel artificial de Can Tunis y de sus rampas de acceso, con una longitud total de 2.035 m de los cuales 1.430 m son de túnel cubierto. La rampa de entrada se inicia en el PK 705+920 y finaliza en la boca de entrada en el túnel artificial, PK 706+240. La boca de salida se sitúa en el PK 707+670 y a partir de este punto hasta el final del tramo PK 707+955 se sale en rampa.

En el presente proyecto Construido se considera el túnel artificial como si de una estructura se tratara.

De la longitud total del trazado de este proyecto se han ejecutado 389 m lineales de muros y 1719 m lineales de pantallas teniendo en cuenta que se incluyen los 73 m del ramal al puerto que se bifurca en el PK 706+525. De los metros lineales de pantallas 125 m se han recrecido con muros.

De los 1430 m lineales de cubierta 658,4 m se han ejecutado mediante losa insitu y los 771,6 m restantes mediante prelosas y losa de compresión.

La sección tipo principal del túnel, reflejada en los planos, se construye para vía doble de mercancías de ancho mixto, con una entrevía de 4,20 m, un ancho total entre hastíales de 11 m y un gálibo mínimo vertical sobre el eje de la vía de 6,60 m. Consta de dos pasillos laterales dotados de canaletas para instalaciones de 1,10 m.

Dado que el tráfico es de mercancías, no se ha realizado el cálculo aerodinámico habitual para estimar la sección de túneles de alta velocidad. El gálibo vendrá definido por parámetros geométricos como los indicados anteriormente.

En la siguiente página se ha incluido una parte de la fotografía aérea en la que se indican las zonas de entrada y salida para el túnel, así como la ubicación de las zonas más significativas atravesadas por éste tramo.

Como puede apreciarse en la foto, el túnel artificial ha afectado a gran cantidad de servicios o vías existentes. La imposibilidad de modificar estas zonas han condicionado de manera tan importante como la propia Geotecnia del túnel los métodos constructivos a emplear.

Principalmente el túnel se ha excavado a cielo abierto, no obstante en la zona del paso bajo vías de Ffcc. Ha sido necesario un tratamiento adicional del terreno a atravesar para poder ejecutar la hinca de un Cajón.

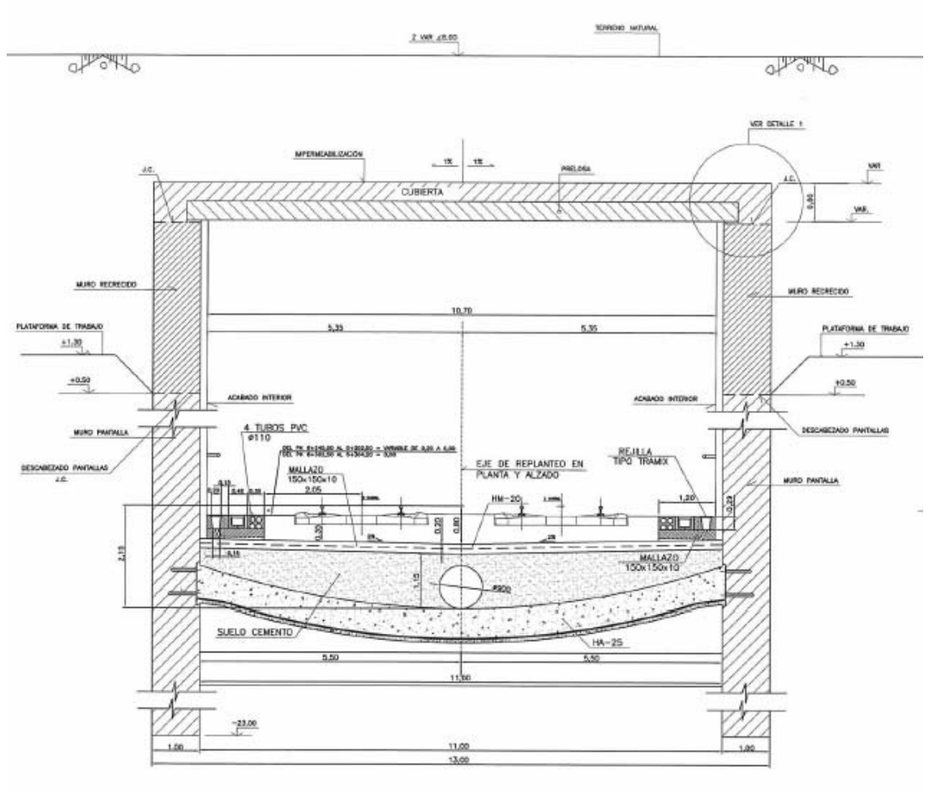
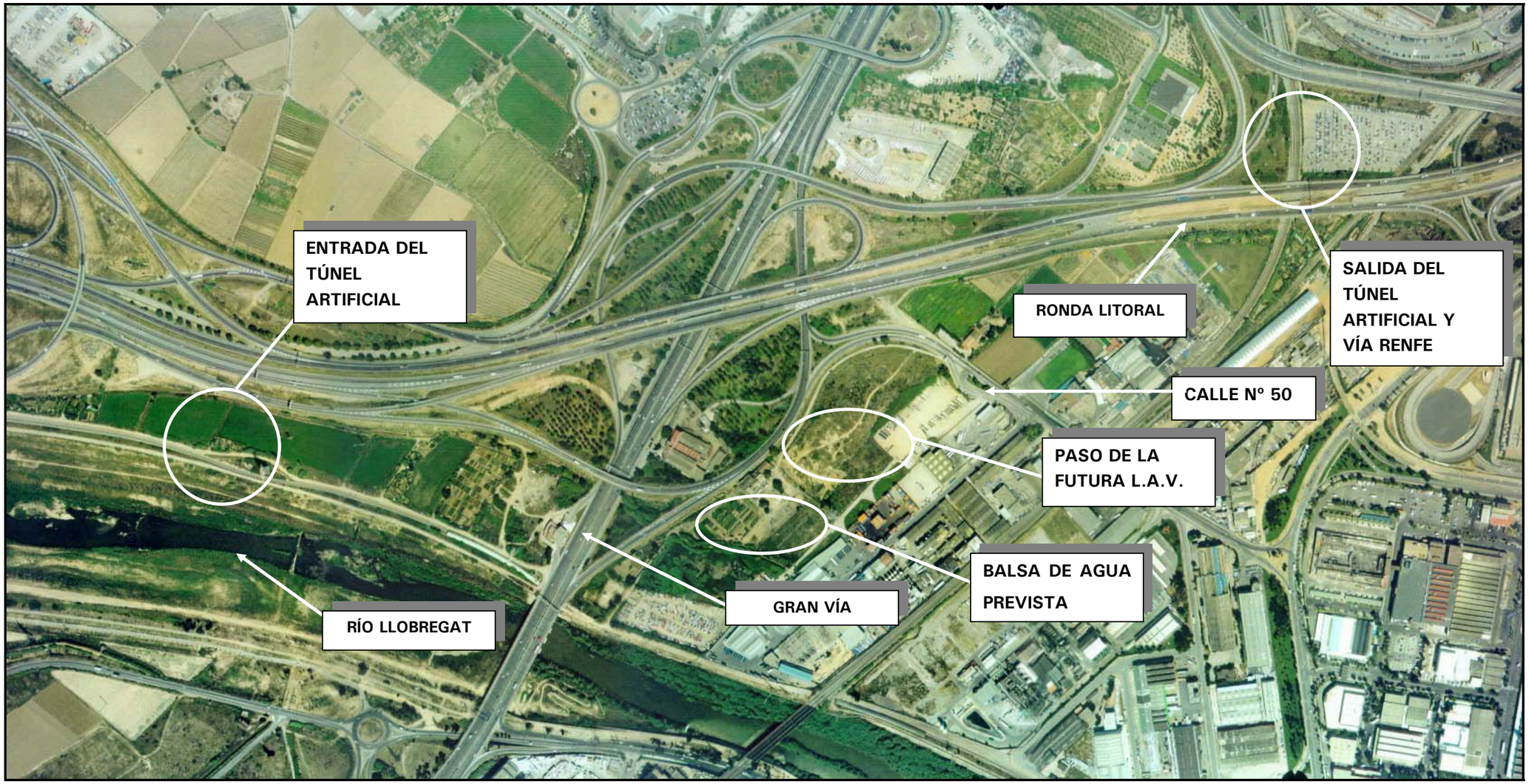


FIGURA. 1. SECCIÓN TIPO DEL TÚNEL ARTIFICIAL PATA SUR – CAN TUNIS



3. Definición geométrica

3. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

3.1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

La sección tipo del túnel, reflejada en los planos, se construye para vía doble de mercancías de ancho mixto, con una entrevía de 4,20 m, un ancho total entre hastiales de 11 m y un gálibo mínimo vertical sobre el eje de la vía de 6,00 m. Consta de dos pasillos laterales dotados de canaletas para instalaciones de 1,10 m.

No obstante en la zona del Cruce de la B-17 el tramo se bifurca ampliándose el ancho de los hastíales hasta la bifurcación total de los 2 túneles. Dicha bifurcación tiene una longitud de unos 120 m y se ha dejado cerrada para posterior enlace con el siguiente tramo.

A continuación se definen cada uno de los elementos estructurles que aparecen en cada una de las tipologias diferentes de túnel:

Muros pantalla.

El túnel artificial se ha construido con muros pantalla de 80 y 100 cm de espesor y longitud variable en función del terreno en que se encuentre en cada sección. El hormigón empleado en las pantallas es HA-25.

Contrabóveda.

Se ha empleado de modo general una contrabóveda armada de hormigón HA-25 de 0,60 metros de espesor. En los puntos en los que ha sido necesario más canto con objeto de contener la subpresión de agua a que estará sometido se ha ejecutado contrabóveda con canto variable de entre 2.17 y 2.25 m o losa de fondo plana de canto entre 1.0 y 1.5 m. El tipo y situación de la contrabóveda se recoge en los planos.

Cubierta.

Está formada por vigas prefabricadas de hormigón HA-25, apoyadas sobre la viga de atado de las pantallas. Los cantos varian entre 0.40 y 0,0.45 metros de hormigón y su separación depende igualmente de las cargas a que estén sometidas esas vigas.

En las zonas en las que se pasa bajo una vía de trafico la cubierta se ha ejecutado in situ y los cantos varían entre 1.0 y 1.5 m.

Sobre las vigas se ha colocado una losa de hormigón armado HA-25 que da continuidad a toda la cubierta. Dicha losa tiene un espesor variable, entre 40 y 55 cm según el tramo.

Tratamientos especiales en la construcción (presolera de jet-grouting)

En la zona de vías a cruzar se ha ejecutado un tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de jet grouting para ejecutar la hinca del cajón con la menor afección posible al paso de los trenes.

Drenaje

El drenaje del túnel esta constituido por un colector central de 600 mm a 1200 mm de diámetro de PVC, que recoge las aguas procedentes de la plataforma por medio de arquetas situadas cada 50 metros.

Impermeabilización

La impermeabilización ejecutada se divide en varias partes:

- Contrabóveda.
- Cubierta.
- Hastiales y juntas entre pantallas.

Contrabóveda

Para la impermeabilización longitudinal de toda la Contrabóveda se ha empleado una combinación de geotextil de protección + lámina impermeabilizante + geotextil de protección y capa hormigón pobre de 10 cm, ambos geotextiles tienen la misión de proteger la lámina de impermeabilización frente al posible punzonamiento provocados tanto por la zahorra que se coloca en el fondo de la excavación, así como el hormigón por las armaduras de la contrabóveda.

La lámina es de P.V.C. de 1,5 mm de espesor y los geotextiles de 400 g/m^2. Todos estos elementos (tanto PVC como geotextiles) tienen longitudinalmente un solape de 15 cm entre láminas, quedando soldadas las láminas de PVC en ambos extremos. El remate en los extremos de la contrabóveda se realizó mediante solapes de 15 cm.

Las juntas entre contrabóveda y muro pantalla se sellaron mediante perfiles hidroexpansivos, mientras que las provocadas por la construcción de la propia

contrabóveda (al ser necesario hormigonar en fases) se sellaron mediante cintas de PVC situadas 10 cm por debajo de la cara superior de la contrabóveda.

Cubierta

La impermeabilización de la cubierta comprende tanto la cara superior de la losa como los laterales hasta 15 cm de la cara inferior de la viga de atado. Se empleó el siguiente tratamiento:

- Imprimación bituminosa de la cubierta.
- Membrana termosoldable de betún elastómero (espesor de 4 mm y 6 kg/m^2) armada con geotextil de 200 g/m^2 y autoprotegida en superficie por una capa de gránulos minerales de naturaleza silícea
- Geotextil de de 400 g/m^2.
- Capa de 10 cm de hormigón pobre de protección de la impermeabilización.

Hastiales y juntas entre pantallas

No existe una impermeabilización general a todo el recinto de pantallas sino que se trataron de forma puntual aquellas juntas que presentaron problemas. Se han aplicado dos tipos de tratamiento a emplear en los 1719 metros de recinto de pantallas en función de la vía de agua que existía en la junta:

- Para juntas con humedades se realizó una protección en toda la altura de la junta mediante una lámina polietileno de alta densidad de 0,5 mm y 1 metro de ancho fijado a las pantallas.
- Cuando la humedad era importante (goteos) o existan vías de agua la solución fue la de realizar una inyección de sellado en la junta de poliuretano expandido que permitiera taponarla.

Revestimiento

El intradós de las pantallas se ha recubierto con un hormigón proyectado de 15 cm de espesor.

Estación fija de bombeo

Se dispone de una estación fija de en la zona más baja del túnel, en el PK 706+760, que desagua por gravedad al colector cercano. Las dimensiones de la estación son de 6,20 x 8,60 metros, situándose junto al túnel.

Los aspectos tanto de instalaciones como estructurales de dicha estación de bombeo se recogen en el anejo nº 5 Hidrología y drenaje.

Salidas de emergencia del falso túnel.

Se han construido dos salidas de emergencia situadas a 500 m entre sí y a 500 m de cada boca de entrada. Serán accesibles para vehículos de bomberos y emergencia. Una estaría situada en el PK 706+630 aproximadamente junto al ramal B-17 sur a la Zona Franca (calle nº 50) y la otra en el PK 707+040 cerca de la glorieta de la calle nº 50 de la Zona Franca. Para la construcción de estas salidas se ha empleado el procedimiento constructivo general del túnel en dicha zona.

3.2. CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Se distinguen diferentes tramos en función del tramo en el que discurren y los condicionantes de cada uno de ellos establecen tipologías diferentes de estructuras.

Como síntesis general se distinguen las siguientes topologías:

- SECCIONES EN U: los tramos entre el PK 705+920 y el 706+240, y entre el PK 707+761 y el PK 707+830 siguen una tipología en trinchera, uno de entrada y otro de salida, y están formados por losa y muros.
- FALSO TÚNEL: entre el PK 706+240 y el PK 707+615.35 la traza discurre bajo tierra. El túnel está formado por pantallas y cubierta formada por prelosas y losa de compresión, y en los tramos en los que se pasa por debajo de alguna vía de transito la cubierta es insitu y de mayor canto.
- CAJON HINCADO: entre el PK 707+615,35 y el 707+670 se ha realizado la hinca de un cajon prefabricado insitu para poder ejecutar el paso bajo las vias de Ffcc..
- RECINTO DE CONSTRUCCIÓN DEL CAJON: entre el PK 707+670 y el PK 707+740 se dispone un recinto a cielo abierto formado por pantallas y losa de fondo con puntales definitivos para compensar el efecto de la cubierta inexistente.
- CRUCE PASO SUPERIOR y TRAMO FINAL: entre el PK 707+830 y el PK 707+955 se dispone la continuación de la trinchera de salida pero ejecutada con pantallas y recrecido de muros en lugar de los muros del tramo anterior de las secciones en U.

Cada uno de estos tramos dispone de tipologías diferentes de contrabovedas, pantallas y cubiertas según subtramos definidos en el cuadro resumen y en los cálculos adjuntos.

Asimismo hay 2 salidas de emergencia situadas en el PK 706+630 y en el PK 707+040 ejecutadas con pantallas y excavación a cielo abierto.

Otro tipo de estructuras ejecutadas són las 3 chimeneas de ventilación. Son estructuras de hormigón armado tipo “cajón”, situadas sobre la cubierta del túnel artificial, alrededor de unos huecos dejados previamente en dicha cubierta. Son abiertas por su parte superior e inferior y con un cierre compuesto por un emparrillado de rejilla metálica electrosoldada para facilitar la correcta ventilación del túnel y aumentar la seguridad en cuanto a caídas de objetos se refiere. Se sitúan en el P.K.: 706+740, P.K.: 707+162,20 y P.K.: 707+392,50.

Finalmente otra estructura a destacar es la cubierta metálica de la zona del acceso final a la estación de Can Tunis, que discurre entre el P.K. 707+657 y el P.K. 707+932,82. Se trata de una estructura metálica plana a 2 aguas, apoyada en unos pies metálicos que van anclados a los muros del final de obra en el acceso a la Estación de Can Tunis; formada por perfiles metálicos galvanizados tipo IPE y correas

galvanizadas tipo “Z” que sustentan una cubierta compuesta por paneles “sándwich” de espesor 30mm. formados por chapa grecada y prelacada de 6 mm de espesor con sendos canales de recogida de agua

Dentro de cada una de estas topologías de secciones tipo se distinguen las siguientes estructuras:

- Pantallas
- Muros
- Contrabóveda
- Losa de fondo plana
- Cubierta: Losa insitu
- Cubierta: Prelosas y losa de compresión
- Cubierta metálica
- Cajón Hincado
- Puntales metálicos (provisionales y definitivos)
- Puntales de hormigón insitu
- Vigas de coronación de pantallas
- Cajón para colector

4. Cálculos

4. CÁLCULOS

En cada uno de los tramos y estructuras consideradas se establecen las acciones consideradas para el cálculo, las normas utilizadas, los materiales empleados y las hipótesis de cálculo consideradas.

Se han considerado los siguientes tramos:

- Tramo Secciones en "U" PK. 705 + 920.00 a 706 + 240.00
- Tramo Transición PK. 706 + 240.00 a 706 + 400.00
- Tramo Cruce B-17 PK. 706 + 400.00 a 706 + 640.00
- Tramo Conexión B-17 - Tramo 1 PK. 706 + 640.00 a 706 + 689.00
- Tramo 1 PK. 706 + 689.00 a 707 + 990.71
- Tramo Cruce Colector Depurbaix PK. 707 + 990.71 a 707 + 031.74
- Tramo Cruce Feixa Llarga PK. 707 + 031.74 a 707 + 141.44
- Tramo Cruce Feixa Llarga – B-10 PK. 707 + 141.44 a 707 + 411.15
- Tramo Cruce B-10 PK. 707 + 411.15 a 707 + 615.35
- Tramo Recinto Recepción Cajón PK. 707 + 615.35 a 707 + 632.00
- Cajón Hincado
- Tramo Recinto Construcción Cajón PK. 707 + 657.97 a 707 + 761.00
- Tramo Secciones en "U" PK. 707 + 761.00 a 707 + 830.00
- Tramo Cruce Paso Superior PK. 707 + 830.00 a 707 + 932.82
- Tramo Final PK. 707 + 932.82 a 707 + 955.00
- Salidas de Evacuación
- Chimeneas
- Cobertura
- Comprobación de pantallas frente a vargas verticales
- Memoria de cálculo arriostramiento metálico provisional

Cálculos Tramo Secciones en “U”

PK. 705 + 920.00 a 706 + 240.00

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

Tramo a Cielo Abierto. Entrada al Falso Túnel Lado Castellbisbal
P.K. 705+920 a P.K. 706+240

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 27 de enero de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
ENTRADA LADO CASTELLBISBAL

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata de la entrada a cielo abierto al falso túnel ferroviario. El trazado en planta es rectilíneo y el trazo en alzado es descendente hacia PK's crecientes, con pendiente constante del −15.0 por mil. La longitud total es de 320m, desde el PK 705+920.0 hasta el PK 706+240.0, donde empieza la sección cubierta en falso túnel. Esta entrada permite el descenso de la rasante desde la superficie hasta la cota que permite sortear el cruce con la B-17, la Autovía A-2 y la linea de ferrocarril de Barcelona a Tarragona entre otras.

Esta entrada se resuelve con secciones transversales abiertas en "U", de cuyas losas se sacan unos talones que garanticen la seguridad a flotación de la estructura para el nivel freático pésimo. Muchas de las dimensiones de las secciones transversales vienen determinadas por la condición de estabilidad estructural impuesta por la no flotación frente a una posible subida del NF.

El esquema longitudinal es discreto, se divide en módulos de, aproximadamente, 22.5m de longitud máxima, conectados entre si mediante llaves capaces de transmitir cortantes y de compatibilizar posibles movimientos relativos entre módulos adyacentes.

Para el dimensionamiento de la estructura se ha realizado una tramificación en cuatro zonas, definidas por la cota mínima que alcanza el carril en cada una de ellas. Así, las cuatro secciones resultantes son:

- Sección Z=2: Aquella en la que la rasante está por encima de la cota z=+2.0m.
- Sección Z=1: Aquella en la que la rasante está por encima de la cota z=+1.0m.
- Sección Z=0: Aquella en la que la rasante está por encima de la cota z=0.0m.
- Sección Z=-1: Aquella en la qua la rasante está por encima de la cota z=-1.0m.

La sección Z=-1 es la que sirve de conexión entre el tramo a cielo abierto y el tramo cubierto, por lo que ha de permitir la transición entre los dos tipo de secciones transversales. Con este fin, la sección Z=-1 puede ser de tres tipos: la sección Z=-1, con alturas de hastiales entre 4.40m y 4.95m; la sección Z=-1B, con alturas de hastiales entre 4.95m y 5.40m; y la sección Z=-1A, que da forma a las aletas en la transición entre la sección abierta y la sección cubierta y que, en consecuencia, tiene hastiales de hasta 8.50m de altura

Las secciones Z=-1 y Z=-1B son geométricamente idénticas, salvo por la altura de los hastiales, y la única diferencia es que la sección Z=-1B, por tener mayores empujes de tierras y agua, requiere de un refuerzo en el armado.

En la sección Z=-1A, las alturas de los hastiales varían entre 5.40m y 8.50m y, para reducir los esfuerzos y movimientos que los empujes de tierras y agua provocarían en ellos, es necesario disponer un puntal en la parte superior de los mismos.

Estas secciones se identifican con los nombres Z=+2; Z=+1; Z=0; Z=-1; Z=-1B y Z=-1A en los planos y el trazado está zonificado tal y como se indica en las hojas 2.9.3.14.1 y 2.9.3.14.2 de la colección de planos adjuntos.

Comentario: Por motivos de orden de cálculo secciones tipo tienen otra denominación en la nota de cálculo. Las secciones antes descritas reciben los nombres:

Sección I: Sección Z=-1
Sección II: Sección Z=1
Sección III: Sección Z=0
Sección IV: Sección Z=2
Sección V: Sección Z=-1A
Sección VI: Sección Z=-1B

En cualquier caso, al inicio de la Nota de Cálculo correspondiente a cada una de las secciones transversales se especifica la cota mínima del carril en dicha sección y las alturas de hastiales consideradas, de modo que la identificación es inmediata.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS EXISTENTES.

No hay interferencia con estructuras existentes en este tramo del trazado.

2.2 TERRENO DE CIMENTACIÓN.

Todos los parámetros del terreno necesarios para las verificaciones geotécnicas se han tomado del Informe Geotécnico.

Las cimentaciones de los cajones se encuentran empotradas en terreno granular.

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 análisis de la seguridad a flotación de la estructura se ha realizado teniendo en cuenta el procedimiento constructivo que se describe en el punto 5 de esta memoria.

3. NORMATIVA CONSIDERADA.

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

Para el cálculo de la acción del Tráfico Ferroviario se ha considerado el Borrador de la Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril.

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

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de la estructura han sido:

- El peso propio.
- Las cargas permanentes.
- La acción de las tierras: Pesos y empujes.
- La acción del agua: Pesos de agua, subpresiones y empujes.
- La acción del tráfico ferroviario.
- Posible sobrecarga en el terraplén adyacente a la estructura.

Comentarios:

Se han tenido en cuenta los condicionantes particulares de esta estructura a la hora de evaluar las acciones de la forma más realista posible. Entre otras, destacan las siguientes adecuaciones:

- Se ha tenido en cuenta la inclinación del terreno en el trasdós para el cálculo del coeficiente de empuje de las tierras.
- Se ha considerado la acción del tráfico como la pésima entre la sobrecarga de $30kN/m^2$ y la acción de la locomotora del tren tipo de la Instrucción (para el cálculo de la acción del tráfico se ha tenido en cuenta el coeficiente de clasificación de la vía y el coeficiente amplificador por efectos dinámicos debido a las cargas móviles)

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón en losas de cimentación y en alzados: HA-25, (para diferentes ambientes)
- Hormigón de limpieza y nivelación: HM-15
- Aceros de armar: B500S

Coeficientes de seguridad (ELU), situaciones permanentes:

- Peso propio y Cargas Permanentes: γ =1.35 o γ = 1.00
- Cargas Permanentes de valor no constante (Tierras): γ =1.50 ó γ =1.00
- Tren de Cargas: γ =1.50
- Acción del agua del NF: γ =1.50
- Coeficiente de combinación ψ = 0.60

Niveles de control:

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

4.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

4.3.1 MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Para la obtención de esfuerzos se han empleado tanto métodos manuales como un modelo de barras. Dicho modelo de barras discretiza una rebanada de la estructura de 1.0 m de longitud, admitiendo un comportamiento en deformación plana.

El modelo de barras sirve tanto para la obtención de esfuerzos como para la realización de las verificaciones geotécnicas sobre el terreno de cimentación

En dicho modelo las barras tienen las propiedades mecánicas de aquellos elementos a los que representa y la interacción del terreno con la estructura se modeliza a partir de unos muelles equivalentes, obtenidos con un coeficiente de balasto de $1000Tn/m^3$.

Para la verificación y dimensionamiento de la sección Z=-1A, se ha empleado un modelo de barras tridimensional, que permite tener en cuenta la influencia del puntal superior entre hastiales en la distribución de esfuerzos (en esta sección, el marcado comportamiento tridimensional, hace que no sea posible hacer la hipótesis de deformación plana para el análisis estructural).

Los modelos correspondientes a cada una de las secciones consideradas pueden consultarse en la Nota de cálculo adjunta.

4.3.2 HIPÓTESIS DE CARGA CONSIDERADAS.

Para el dimensionamiento de cada uno de los elementos de la sección transversal y para las verificaciones geotécnicas se han tenido en cuentas diferentes combinaciones de acciones, tomando siempre la pésima de ellas.

Las combinaciones de cargas pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta.

4.3.3 RESULTADOS MÁS RELEVANTES.

La seguridad a flotación de la estructura queda asegurada para una cota del NF pésima en z = +2.00m

Las tensiones normales transmitidas al terreno de cimentación son muy bajas, y siempre se mantienen por debajo, o poco por encima, de las tensiones que los terraplenes adyacentes transmiten al terreno a la misma cota.

Dada la escasa calidad del terreno de cimentación, es posible que se produzcan movimientos de la estructura, pero en cualquier caso, éstos serán instantáneos y se producirán durante la construcción, de manera que pueden ser absorbidos y corregidos sin problemas en la nivelación definitiva de la rasante con el hormigón pobre y con el balasto.

El cálculo estructural no presenta particularidades merecedoras de comentarios específicos. Todas las secciones presentan armados convencionales, con separaciones de barras que no interfieren con el correcto hormigonado y que permiten un control apropiado de la apertura de fisura.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Para evitar problemas de flotación de la estructura, el procedimiento constructivo que debe seguirse es el que se detalla en planos y se describe a continuación:

1) Excavación hasta cota de cimentación, nivelación y preparación de la superficie. Esta etapa incluye bombeo del agua del NF en aquellos casos en que la cota de cimentación esté por debajo del NF simultáneo al momento de la construcción.
2) Ejecución de la solera. En esta etapa debe mantenerse el bombeo de agua.
3) Ejecución de los alzados. En esta etapa debe mantenerse el bombeo de agua.
4) Relleno interior con hormigón pobre.
5) Trasdosado de los hastiales hasta la cota definitiva del terreno.

Comentario: El bombeo del agua del NF se podrá detener tras el relleno del interior de la sección transversal con hormigón pobre, pero con el fin de evitar movimientos no previstos, el relleno con tierras del trasdós será inmediato al cese del bombeo del agua.

6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis estructural de la estructura ha sido 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.

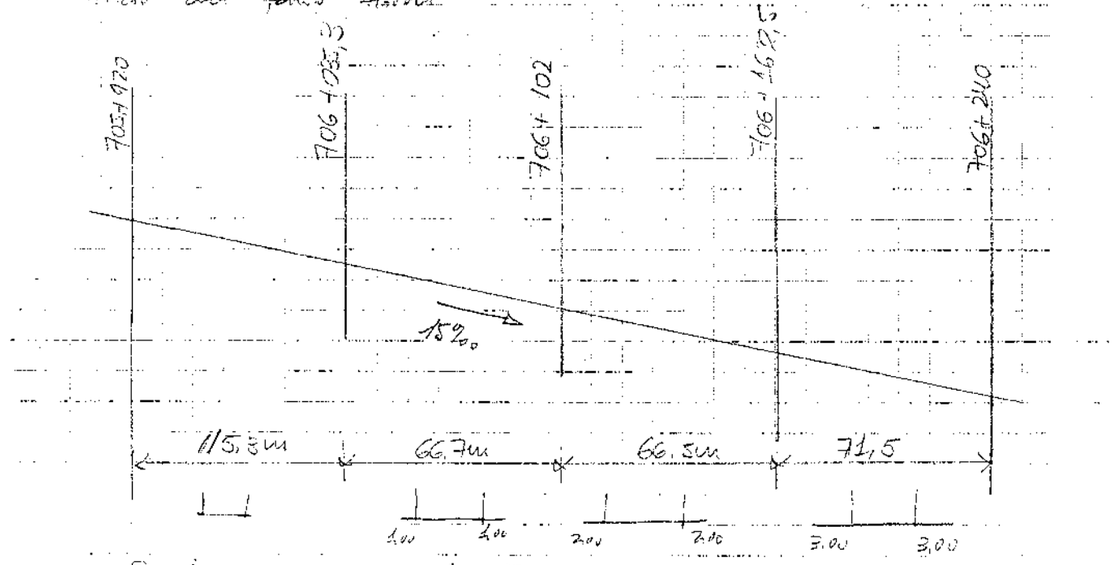
Fdo.: Gonzalo Ramos Elduque
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. nº: 10311

Barcelona, a 27 de enero de 2004

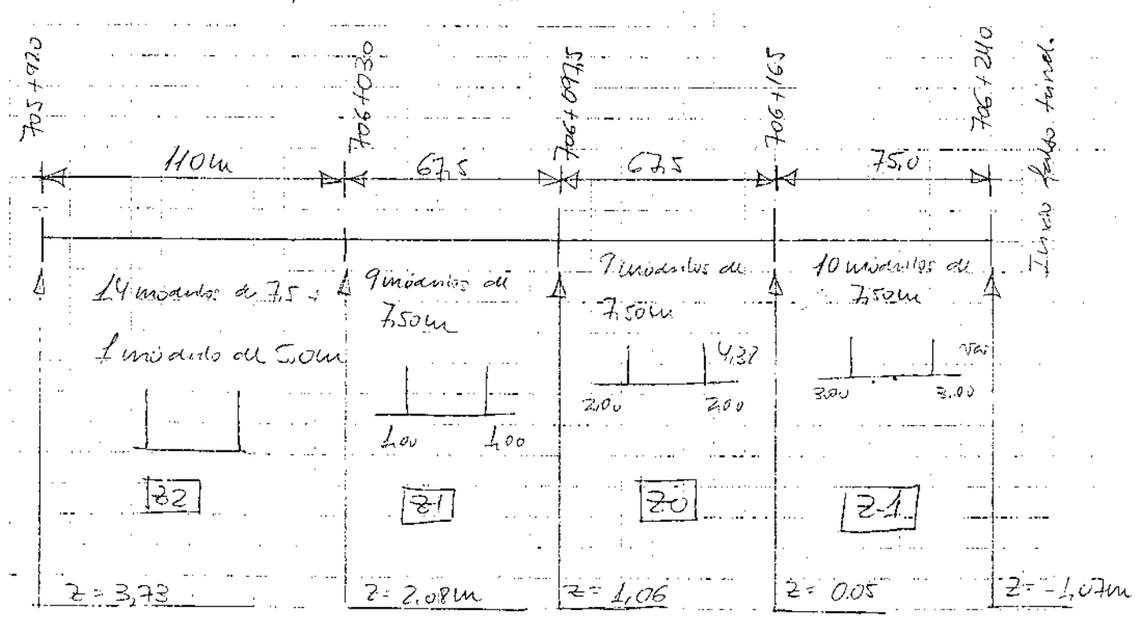
NOTA DE CÁLCULO

Can Tunis — ZONIFICACIÓN — 30-Dic-2003

Pendiente longitudinal continua del 15‰ descendente hacia el lado del falso túnel



Se forman juntas cada 7,50m



CENTRO LONGITUDINAL

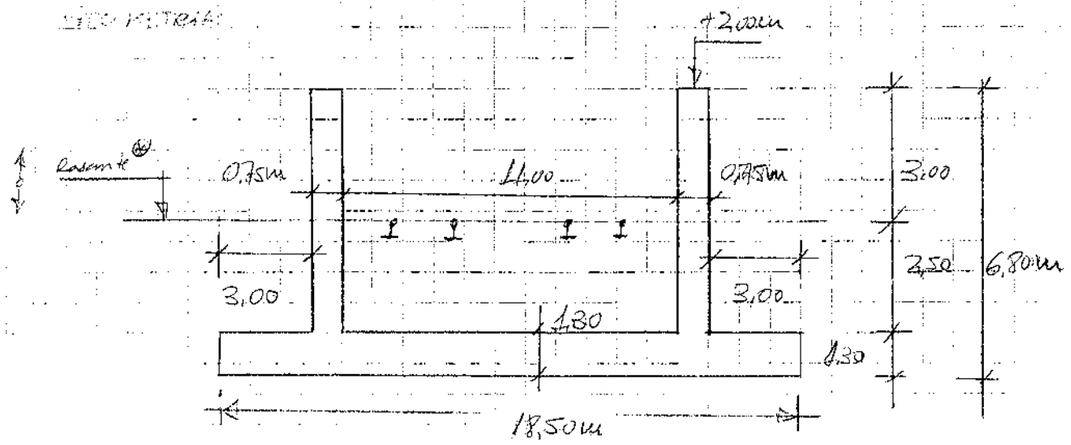
FALSO TÚNEL LAV MADRID - BCN

Can Tunis 23-Dic-2002

ZONA DE ENTRADA AL TÚNEL (LADO CASTELLBISBAL)

Zona a cielo abierto

SECCIÓN TRANSVERSAL



En el pto más bajo sobre Rasante = -1,00m ← es el pto más desfavorable

ACCIONES [Archivo SAP SECCIÓN_IB.SDB]

- Peso propio
- Tierras — Peso tierras
  - Empujes
- Agua con NF (a la cota +2,00) — Empuje de agua
  - Subpresión de agua
  - COMPROBACIÓN DE FLOTACIÓN DE LA U
- Cargas permanentes
- Tráfico Ferroviario

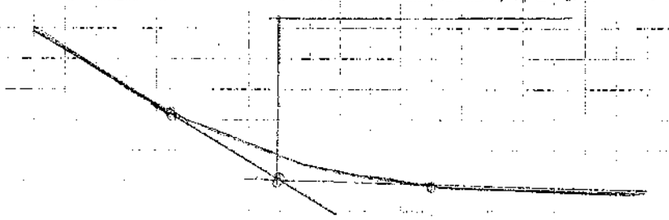
El NF pasa a tener la cota +2,00

Can Tunis 23-Dic-2002

El tramo a cielo abierto es descendente hasta la entrada al falso túnel. El pto más bajo está al final del tramo a cielo abierto

PK = 706+240,000 ← Dado en la directriz del túnel

En todo el tramo hay pendiente longitudinal continua



en el pto final del tramo a cielo abierto la rasante está a la cota

$$-7{,}59 + \frac{(706674{,}268 - 706240)}{1000} \cdot 2{,}7 = -1{,}23\,m$$

MATERIALES:

Hormigón armado HA-25

$E_c = 8500 \sqrt[3]{25+8} = 27.264{,}042\ MPa$

$E_c = 27264042\ kN/m^2$

COMPROBACIÓN DE LA SEGURIDAD A FLOTACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se comprueba la estructura frente a flotación por subpresión con NF. Se comprueba en vacío y con el relleno del hormigón para que haya bajo la infraestructura un peso.

Peso total:

$A = 22,50\ m^2$

$V = 32,3\ m^3/m$

$g_1 = V \cdot \gamma = 32,3\ m^2/m \cdot 25\ kN/m^3 = 807,5\ kN/m \quad (80,75\ t/m)$

Empuje vertical del agua

Volumen de agua desalojado $V = 92,80\ m^3/m$

$E = 928\ m^3/m \cdot 10\ kN/m^3 = 928\ kN/m$

Peso de tierras sobre los talones

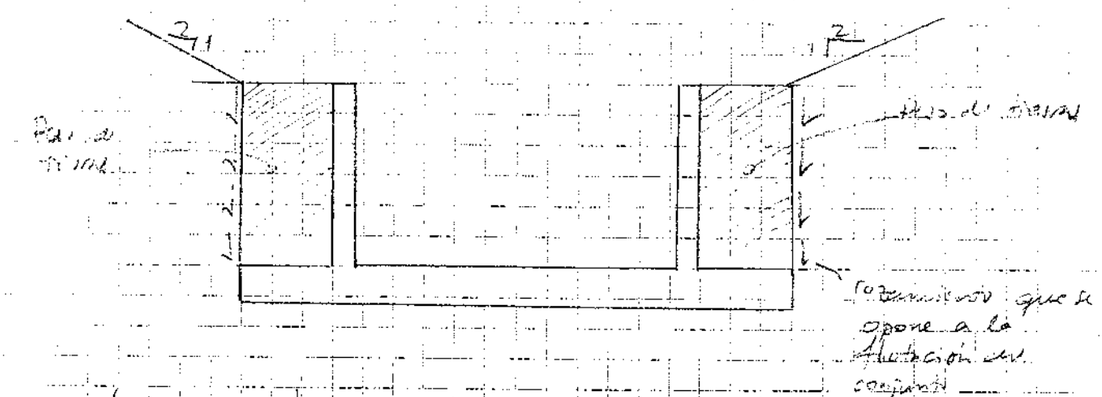
Peso sumergido de las tierras $\gamma = 10\ kN/m^3$

$g_{2\ tierras} = [3,00 \times 4,00 + 5,50 \times 1,00\ m + 10\ kN/m^3] \times 2 = 220\ kN/m$

Factor de seguridad frente a flotación

$$FS = \frac{0,9\,(807,5 + 220)}{1,50\,(928)} = \frac{1023,75}{1392,0} = 0,735 \leq 1 \rightarrow \text{Hay flotación}$$

Si se tiene en cuenta el rozamiento negativo del terreno



$\phi = 30°$ ← Ángulo de rozamiento interno del terreno

$Ea = \frac{1}{2}\,(0,538 \cdot 10 \cdot 5,5)\,5,5 = 81,37\ kN/m$

En caso de haber aguas → densidad sumergida

Con lo cual, el rozamiento desarrollado es:

$Fr = \mu N = tg\,30° \cdot 81,37 = 46,98\ kN/m$ en cada lado.

Fuerza de rozamiento total

$Fr = 93,96\ kN/m$

El factor de seguridad a flotación queda como

$$FS = \frac{0,9\,(807,5 + 220 + 93,96)}{1,50\,(928)} = \frac{1108,314}{1392,0} = 0,796 \leq 1$$

HAY QUE MANTENER EL ORDINARIO HASTA QUE SE REALICE EL INTERIOR DE LA SECCIÓN CON HORMIGÓN HUECO

Cuando la estructura está en servicio puede tener encima el pavimento hormigón público

$h = 2.50 - 0.623 = 1.877\,m \approx 1.85\,m$

El volumen de relleno es

$A = 1.877\,m \times 11.0\,m = 20.35\,m^2$

$V = 20.35\,m^3/m$

$q_{2,\,relleno} = 20.35\,m^3/m \cdot 23\,kN/m^3 = 468.05\,kN/m$

El factor de seguridad a la flotación queda

$$F_S = \frac{0.9\,(307.5 + 220. + 93.96 + 468.05)}{1.5\,(928)} = \frac{529.56}{1392.0} = 1099 \approx 1.1$$

(Coeficiente de seguridad adicional)

Se tiene $F_S \geq 1.00$ (OK!)

Para valores característicos de las cargas el Factor de seguridad es

$F_S = 1.099 \times 1.50/0.9 = 1.832 \geq 1.12 \rightarrow$ cumple recomendaciones ROM dique seco de gravedad (ROM 05-94)

El factor de seguridad adicional de poco mayor que 1 pero falta todo el peso del calzado + viales y canales

$h = 0.623\,m \approx 0.60\,m$

$A = 0.60 \times 11.0 = 6.6\,m^2 \quad V = 6.6\,m^3/m$

$q_{2,\,bolardo+rmo} = 6.6\,m^3/m \times 18\,kN/m^3 = 118.8\,kN/m$

$$F_S = \frac{1635}{992} = 1.176 \geq 1.2 \text{ OK!!}$$

DETERMINACIÓN DEL EMPUJE DE TIERRAS Y AGUAS

Propiedades mecánicas del terreno del relleno

A tierra: $C = 2.0\,Tn/m^2$

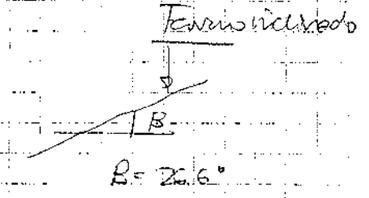
Cimentación: $1.0\,Tn/m^2$

$K_A = 0.333$

$K_P = 3.000$

$\Phi = 30°$ ← Ángulo de rozamiento interno

$K_B = 1000\,Tn/m^3$ ← Coeficiente de balasto



Caso de terreno inclinado con $\beta < \Phi$

Coeficiente de empuje activo en terreno inclinado

$$K_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi}}$$

$\beta = 26.6°$

$\Phi = 30°$

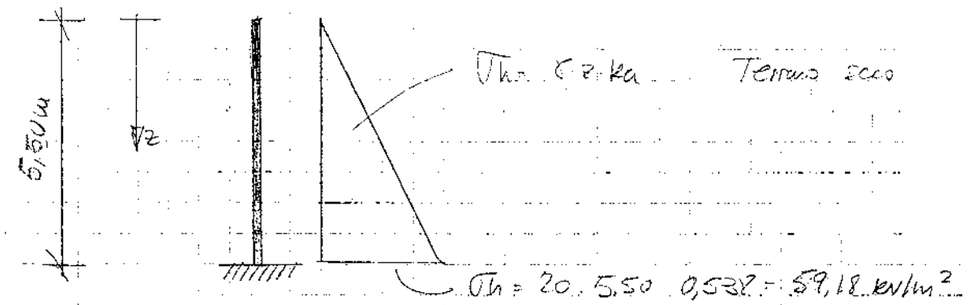
$K_a = 0.5278$ (β muy cercano a Φ → Coeficiente de empuje activo muy alto)

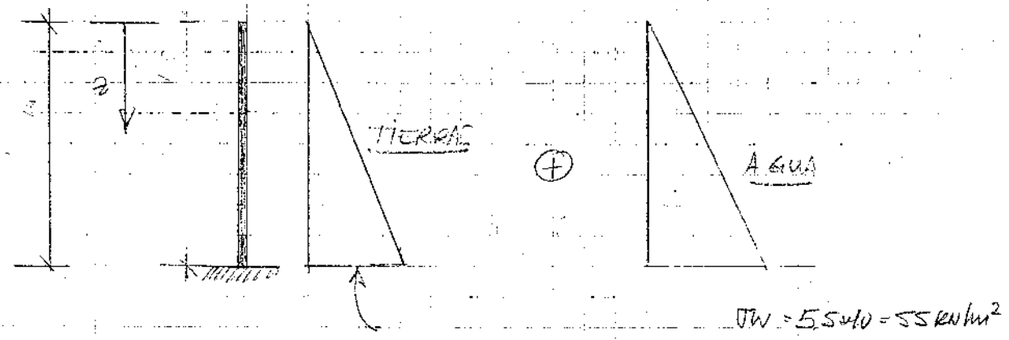
$K_a = 2.532$

Se obtiene el coeficiente de empuje al reposo manteniendo la proporción entre coeficiente de empuje

$K_o = 0.50 \cdot \frac{0.532}{0.333} = 0.802$ $\quad K_o = 0.532$ Co. terreno inclinado

Se adjuntan en anexo.





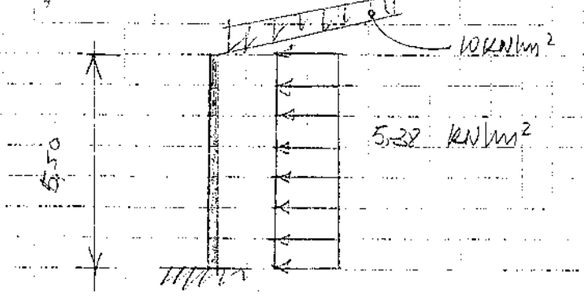
$\sigma h = \gamma_{sat} \cdot z \cdot k_a =$

$= 10 \cdot 5,5 \cdot 0,528 = 29,59 \ kN/m^2$

DETERMINACIÓN DEL EMPUJE DE LA SOBRECARGA DE USO $q = 10 \ kN/m^2$

$q = 10 \ kN/m^2$

$\sigma h = q \cdot k_a = 10 \cdot 0,528 = 5,28 \ kN/m^2$



ACCIÓN DEL TRÁFICO FERROVIARIO Según EHAM



4 ejes de 250 kN separados 1,60 m

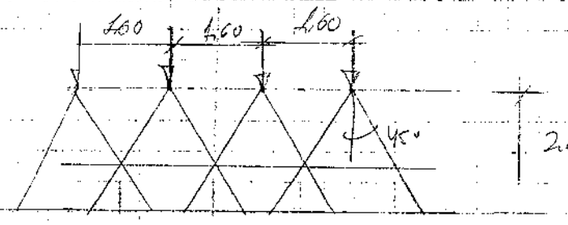
Se contabiliza como repartida de 80 kN/m

Tren de cálculo de fatiga tipo es pésimo considerar

1 eje $Q = 250 \ kN$

- altura media sobre la losa de cimentación 2,00 m

- reparto en $2,00 \ m \cdot (1,67 + 2 \cdot 2,00) = 11,34 \ m^2$



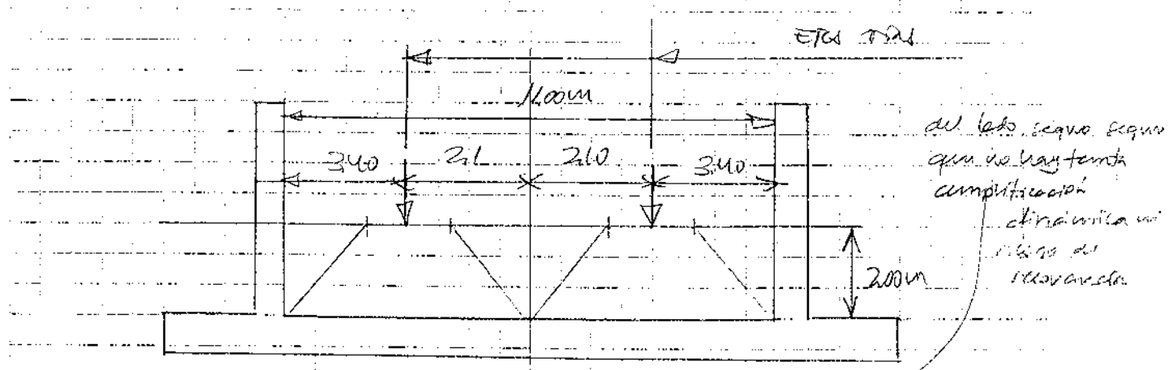
El pésimo considerar el efecto local de los ejes que se contabiliza como repartida de 80 kN/m²

2,28

Se reparte a 45°

$L_{total} = (1,60 + 2 + 2 + 2,00) + 5,50 \ m = 29,6$

$\rightarrow q = Q/A = \frac{Q = 250}{29,6} = 18,94 \ kN/m^2$



Al lado seguro seguro que no hay tanta amplificación dinámica como en la realidad.

$\phi = 150 \rightarrow q = 1,75 \cdot 18,94$

(1m con mantenimiento bueno)

$q = 33,32 \ kN/m$

VERIFICACIONES GEOTÉCNICAS

ACCIONES
- * Peso propio ✓
- * Tierras — Empujes ✓
  - — Pesos tierras ✓
- * Agua — Empujes ✓
  - — Subpresión ✓
  - — Peso agua ✓
- * Cargas permanentes ✓ — (Infraestructura de vía)
- * Tráfico ferroviario ✓
- * Sc en el terraplén

INTERACCIÓN CON EL TERRENO

Coeficiente de balasto considerado $K_b = 10000\ kN/m^3$ ($1000\ T/m^3$)

Observaciones

* El peso de tierras sobre los taludes considerados en los casos de fuste tierra seco y tierra sumergido no se superponen las hipótesis ← la reacción carga es válida para las hipótesis con agua y para las hipótesis sin agua

RIGIDECES DE LOS MUELLES QUE SIMULAN EL CONTACTO CON EL TERRENO

Coeficiente de balasto $K_b = 10000\ kN/m^3$

$\sigma = K_b \cdot \delta$ (descenso del talud)

Rigidez del muelle K_m tg $F = K_m \cdot \delta$

$F = \sigma A = K_b A \cdot \delta = K_m \delta$ — $\boxed{K_m = K_b A}$

A: área tributaria de cada nudo

Tipo	A [m²]	K_M [kN/m]
1	0,5625	5625
2	1,125	11250
3	1,052	10520
4	0,9792	9792

Ver pag siguiente

COMPROBACIÓN DE CARGAS APLICADAS / CONTROL DE REACCIONES

G_1 $R_{SAP} = 831\ kN/m$ → $G_1 = 807,5\ kN/m$ ($\varepsilon = 2,8\%$)

G_2 Tierras $R_{SAP} = 660\ kN/m$ — $G_2 = 660\ kN/m$ ($\varepsilon = 0,0\%$)

$G_{2\ inicial}$ $R_{SAP} = 468,05\ kN/m$ — $G_2 = 468,05\ kN/m$ ($\varepsilon = 0,0\%$)

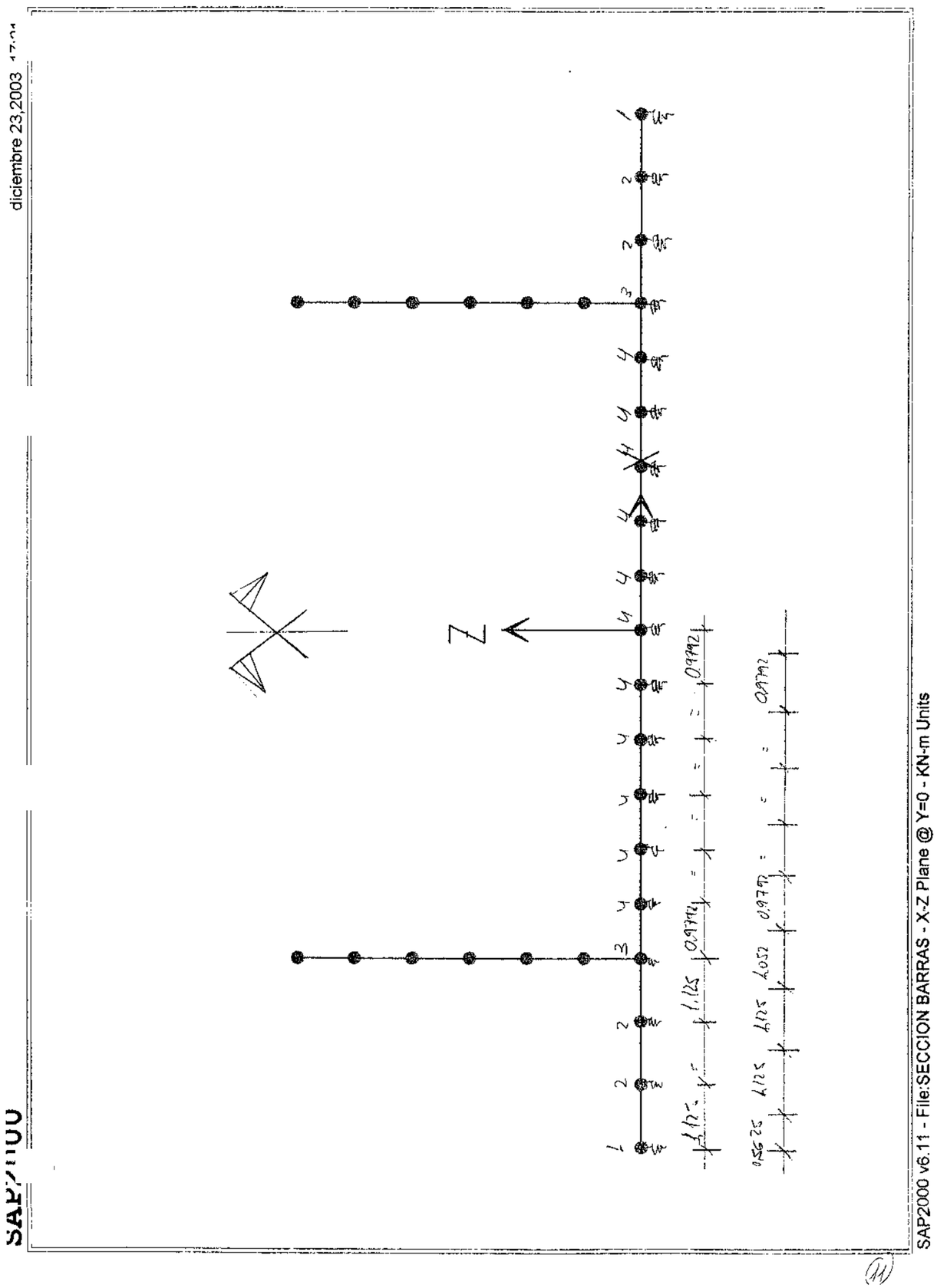
Subpresión $R_{SAP} = 1258\ kN/m$ — $R_{subp} = 1258\ kN/m$ ($\varepsilon = 0\%$)

Tráfico $R_{SAP} = 1925\ kN/m$ — $R_{tráfico} = 174\ kN/m$

(Se ha tomado del lado seguro)

Factores en cuanto al peso de balasto + vías + traviesas (→ 0,7 m de balasto)

$G_2' = 1,20\ G_2$ ← Coeficiente adicional al peso de balasto



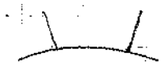
(11)

Can Tunis 2-07-2003

VERIFICACIONES GEOTÉCNICAS

Hipótesis:

a) Máximo reacción en las extremas



COMB1 = G1 + G2 losa + G2 infraestr + Ea sup + Tráfico a 1 lado + Easc + Es

Nudo extremo $\sigma = \frac{74,39}{0,5625} = 132,25\ KN/m^2$ $\sigma = 1,32\ kg/cm^2$

Nudo adyacente $\sigma = \frac{149,6}{1,125} = 132,98\ KN/m^2$ $\sigma = 1,32\ kg/cm^2$

Pozo hastial $\sigma = \frac{140,35}{0,952} = 132,41\ KN/m^2$ $\sigma = 1,33\ kg/cm^2$

Nudo tipo $\sigma = \frac{130,7}{0,9792} = 133,5\ KN/m^2$ $\sigma = 1,34\ kg/cm^2$

Obs 1 No tiene en cuenta empuje "al reposo" COMB2

Nudo extremo $\sigma = \frac{81,62}{0,5625} = 145,1\ KN/m^2$ $\sigma = 1,45\ kg/cm^2$

Nudo adyacente $\sigma = \frac{159,91}{1,125} = 142,14\ KN/m^2$ $\sigma = 1,42\ kg/cm^2$

(Esta comprobación es válida en ambos lados según)

Obs 2 Todos los nudos están totalmente comprendidos en estas hipótesis

b) Máxima reacción en el centro

COMB3 = G1 + G2 losa + G2 inf/s + Ea sup + Ea agua + Tráfico a ambos lados + Ea sc

Está totalmente comprendido el terreno

Pozo central $\frac{141,84}{0,9792} = 144,55\ KN/m^2 = 1,45\ kg/cm^2$

(12)

muelles extremos $\sigma = \frac{69,85}{0,5625} = 124,18 \text{ t/m}^2 = 1,24 \text{ kg/cm}^2$

c) Reacción mínima sobre el terreno (en un extremo ⊥⊥)

c1) COMB1 : $G1 + G2_{tierra} + Subpresión + E_{asum} + E_{agua}$

Sin tráfico → sin g_2 infraestructura → No hay levantamiento

Siempre comprimida en

c2) con tráfico — debe tener suficientemente el relleno en hormigón pobre + balasto

COMB5 $G1 + G_{tierras} + Subpresión + E_{asum} + E_{agua} + G_{2\,infraestr} + Tráfico\ 5$

También da totalmente comprimida → No hay levantamiento

las reacciones son menores que en los casos anteriores →

→ también lo tenía las tensiones normales sobre el terreno

Tensiones medias máximas en el terreno

COMB 6 $G1 + G_{2\,tierras} + G_{2\,infraest} + Tráfico$

El resto de acciones no forman resultante vertical

Resultante $R =$ g_1 807,5 kN/m

$g_{2\,tierras}$ 230 kN/m

Rellenos pobre + balasto → $g_{2\,infr}$ 468,05 + 138,6 kN/m

Tráfico 2× 174 kN/m

Total... 2092,15 kN/m

$A = 18,5 \text{ m}^2/\text{m}$

Tensión media máxima $\sigma_{med} = \frac{2092,15}{18,5} = 113,07 \text{ kN/m}^2$

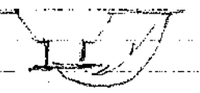
$\sigma_{med} = 11,3 \text{ kg/cm}^2$

la cota de cimentación está, como mínimo, a 6 Rm por debajo de la superficie

las cargas transmitidas al terreno por la cota cota por el terreno que trabajan son

$\sigma = 6 R_m + 20 \text{ kN/m}^3 \cdot F \quad 126 \text{ kN/m}^2$

SI HAY EXTABILIDAD GLOBAL DE LA ESTRUCTURA LAS TENSIONES NORMALES SON TOMBELLET



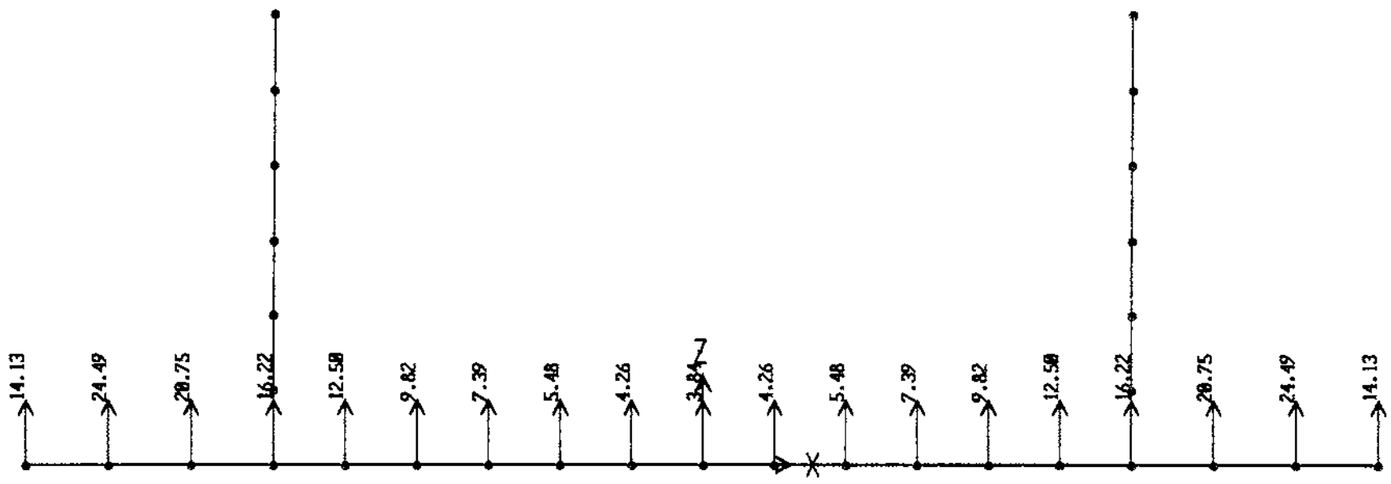


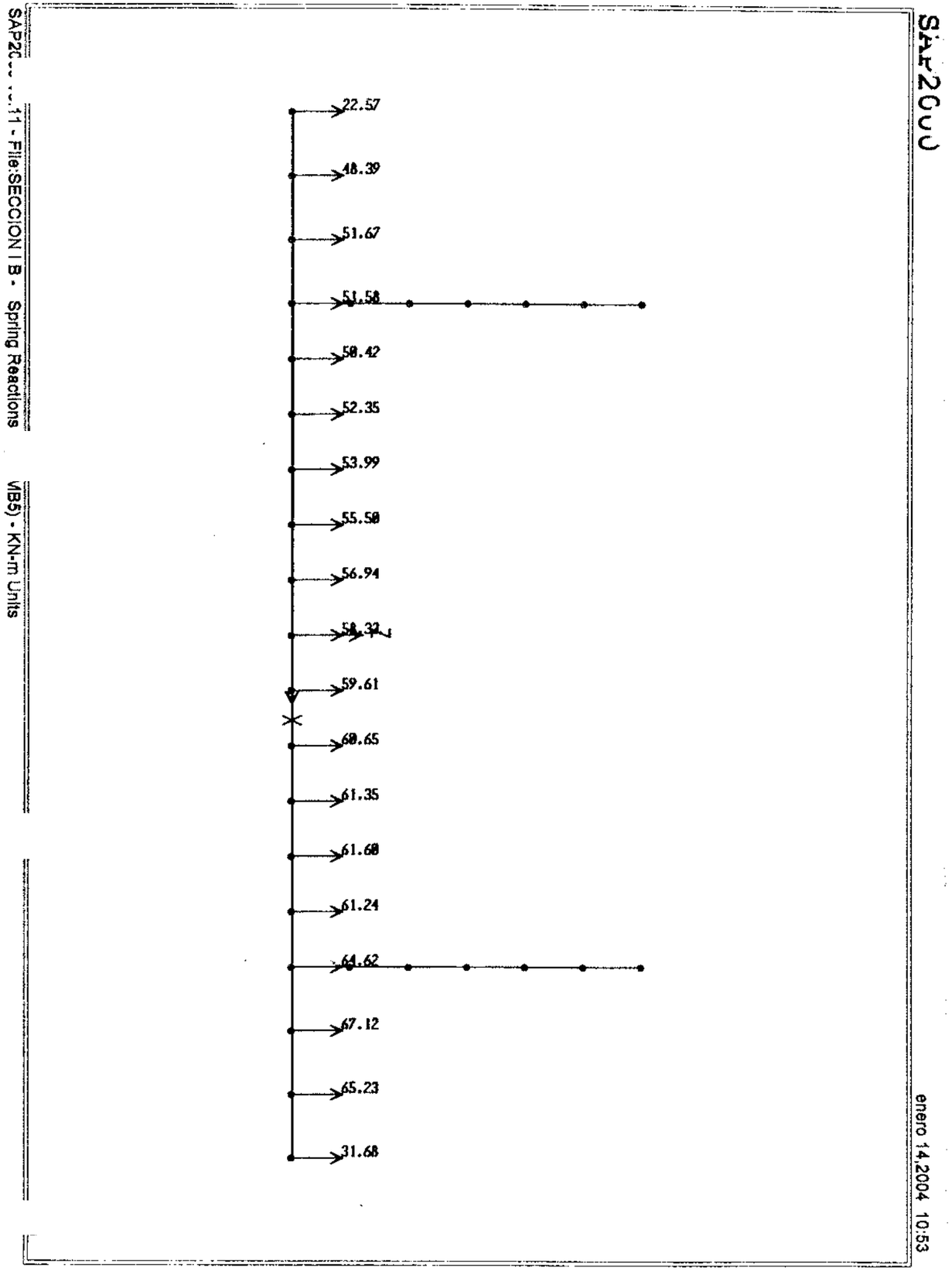
SAP2000 v6.11 - File:SECCION I B - Spring Reactions (COMB1) - KN-m Units



SAP2000 I - File:SECCION I B - Spring Reactions 2) - KN-m Units


69.85
144.88
148.45
143.84
136.14
138.32
139.83
140.82
141.37
141.54
141.37
140.82
139.83
138.32
136.14
143.84
148.45
144.88
69.85


14.13
24.49
28.75
16.22
12.58
9.82
7.39
5.48
4.26
3.84
4.26
5.48
7.39
9.82
12.58
16.22
28.75
24.49
14.13



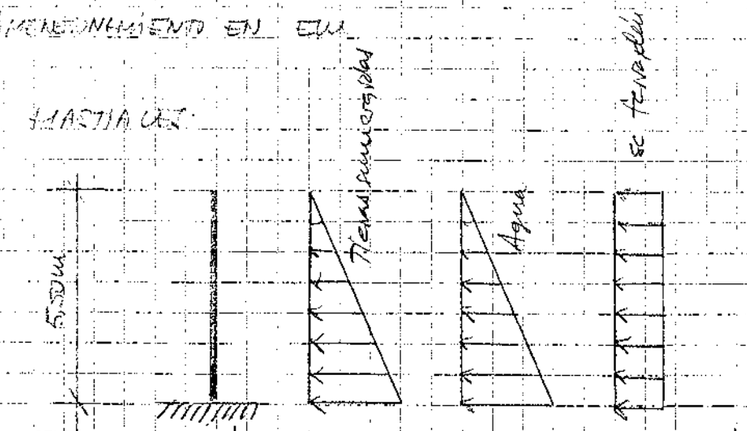
SECCIÓN TRANSVERSAL Z=-1.0

ANCHOS TRIBUTARIOS [m2]:	CARGAS [kN]				
	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5
0.5625	65.28	72.51	69.85	14.13	22.57
1.125	132.35	142.75	144.08	24.49	48.39
1.125	134.15	140.46	148.45	20.75	51.67
1.052	127.32	129.33	143.04	16.22	51.58
0.9792	119.88	118.87	136.14	12.50	50.42
0.9792	120.95	117.66	138.32	9.82	52.35
0.9792	121.92	116.92	139.83	7.39	53.99
0.9792	122.94	116.75	140.82	5.48	55.50
0.9792	124.09	117.20	141.37	4.26	56.94
0.9792	125.39	118.26	141.54	3.84	58.33
0.9792	126.76	119.86	141.37	4.26	59.61
0.9792	128.09	121.90	140.82	5.48	60.65
0.9792	129.28	124.28	139.83	7.39	61.35
0.9792	130.20	126.91	138.32	9.82	61.60
0.9792	130.71	129.29	136.14	12.50	61.24
1.052	140.35	142.36	143.04	16.22	64.62
1.125	149.60	155.91	148.45	20.75	67.12
1.125	149.20	159.59	144.08	24.49	65.23
0.5625	74.39	81.62	69.85	14.13	31.68

	TENSIONES EN EL TERRENO [kgf/cm2]				
0.5625	1.16	1.29	1.24	0.25	0.40
1.125	1.18	1.27	1.28	0.22	0.43
1.125	1.19	1.25	1.32	0.18	0.46
1.052	1.21	1.23	1.36	0.15	0.49
0.9792	1.22	1.21	1.39	0.13	0.51
0.9792	1.24	1.20	1.41	0.10	0.53
0.9792	1.25	1.19	1.43	0.08	0.55
0.9792	1.26	1.19	1.44	0.06	0.57
0.9792	1.27	1.20	1.44	0.04	0.58
0.9792	1.28	1.21	1.45	0.04	0.60
0.9792	1.29	1.22	1.44	0.04	0.61
0.9792	1.31	1.24	1.44	0.06	0.62
0.9792	1.32	1.27	1.43	0.08	0.63
0.9792	1.33	1.30	1.41	0.10	0.63
0.9792	1.33	1.32	1.39	0.13	0.63
1.052	1.33	1.35	1.36	0.15	0.61
1.125	1.33	1.39	1.32	0.18	0.60
1.125	1.33	1.42	1.28	0.22	0.58
0.5625	1.32	1.45	1.24	0.25	0.56

DIMENSIONAMIENTO EN ELU

1) HASTIAL



TENSIÓN	29,59 kN/m²	55,0 kN/m²	5,38 kN/m²	kN/m²
RESULTANTE	82,77	151,25	29,59	kN/m
MOM. EMPOTR.	149,18	277,29	81,37	kN·m/m

Momento de empotramiento

$Md = 1{,}50\,(149{,}18 + 277{,}29 + 81{,}37) = 1{,}50 \times 507{,}21 = 761{,}76$ kN·m/m

Dimensionamiento con programa DAS12

recubrimiento mecánico exterior a la U

$r = 0{,}07 + 0{,}012 + \frac{0{,}07}{2} = 0{,}092$m.

$r = 0{,}092$m → Se toma $r = 0{,}095$



$As \geq 29{,}45$ cm²/m → $\phi 20$ a 0,10

Tomando el momento en $h = 1{,}50$m

$Md = 1{,}50\,(57{,}89 + 106{,}67 + 43{,}04) = 210{,}64$ kN·m/m

$As \geq 11{,}32$ cm²/m → Basta con $\phi 20$ a 0,20

a partir de 1,50 se anula y se decala la armadura

ϕ_{70} a. = $\frac{1}{6} \cdot 2.0^2 = 60$cm = 0.60m

en posición I — posición de adherencia buena

→ Las barras deben llegar hasta 1,50 + 0.60 + 0,75 = 2.85m

Se anclan hasta los 3,00m

ELU CORTANTE

Tomando el cortante a 1 canto útil de barra de apoyo directo (1h tapa 0.50 de barra de apoyo directo)

$Vd = 1{,}50\,(67{,}25 + 125{,}0 + 26{,}9) = 328{,}73$ kN/m

Armadura en tracción $As = \phi 20$ a 0,10 $As = 31{,}42$ cm²/m

$Atl = 4{,}56$ cm²/m/m → plano a 0,30 — $Atl = 1{,}368$ cm²/pl/plano

→ 3 ramas $\phi 8$ por metro

Se toman planos a 0,30 de cerco $\phi 10$ c. 0,60

Cortante último con esta armadura longitudinal y sin armadura de cortante

$Vu = 266{,}99$ kN/m ≈ 267 kN/m

Se tiene $Vd = 267$ kN/m (correspondiente en valor característico, a $V = 178$ kN/m)

Se tiene $Vd \leq 267$ kN/m a 1,25m por encima de la solera en este punto se colocan en los $\phi 20$ a 0,10 estribos cerrados dentro de ponerle intermedio la armadura de cortante en esta zona

Can Tunis 22-01-2002

Dc

Interrupción de la armadura vertical en 1,50m

Cortante último en armadura de cortante con ϕ no a 0,20

f_{yk} = 15,7 kN/cm²

V_{ou} = 211,9 KN/m

El valor característico $V_{ou,k}$ = 141,3 KN/m

Se tiene V_k = 144,55 KN/m en 1,50 m, donde cuenta con ϕ12 c/10 efectivamente anclados

↓

Luego no hay problema por interpción de la armadura vertical

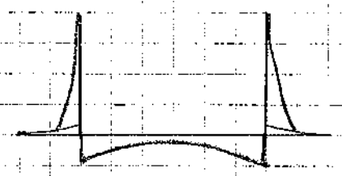
Can Tunis 24-01-2002

III) LOSA DE CIMENTACIÓN

1) Hipótesis pésimas carga al vacío

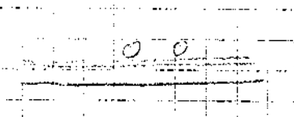
Comb 6: 1,35 G_1 + 1,00 G_{tierra} + 1,35 G_2 Infraestructura + 1,50 E_{agua} + 1,15 E_{agua} + 1,50 E_{asc} + 1,50 Tráfico I (1,35 × 1,35 = 1,35)

M_d = 940,95 KN·m/m



Dimensionamiento con programa EADI

Se dispone hormigón de limpieza para la ejecución de la losa



Recubrimiento mecánico r = 0,06 m

A_s = 18,13 cm²/m → ϕ16 a 0,10 ← Cumple cuantía mínima pero cambia ritmo final tras la formación

Mismo último con ϕ16 a 0,20

A_s = 10,053 cm²/m

U = 0,437 MN/m



C = T = 0,437 MN/m = 0,85 fcd b y → y = 0,0309 (Muy ajustado)

x = 0,0385 (x = 0,03d)

z = d − y/2 = 1,20 − 0,06 − 0,0309/2 = 1,2246 m

Mu = U · z = 0,437 · 1,2246 = 0,535 MN·m/m

Mu = 535,26 KN·m/m

Cam Tunis 24-03-2003

A 3 mts Md: 932,22 KN·m/m < Mu = 935,86 KN·m/m a 3,9168m del eje del hastial. — A partir de este pto anclaje + decalaje. (de ambos a cada lado)

Hacia el exterior del vano el momento es negativo para anclarse y decalarse a partir del eje del hastial

Cortantes:

Vd = 284,05 KN/m (← No es real está sin promediar) (por no es limitante)

Armadura de tracción (cuantía mínima Φ20a 0,20 ⇒ As = 15,71 cm²/m)

Alt = 0 cm²/m ← No hace falta armadura de cortante

3) Máximo negativo junto al hastial

COMB 7: 1,00 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 Empuje + 1,50 Empuje + 1,50 Empuje
Hiperst. ⊗ + 1,00 G_2 inducido + 1,50 Térmico ⊕

⊗ No se puede retirar el trasdós hasta no tener el relleno en la

Infraestructura pues si tomo del lado seguro 0,00 G_2 mínimo No diferencia de pequeños y el limitante la cuantía mínima)

Md = 544,77 KN·m/m

Dimensionamiento con programas BASIC r: 0,03 + 0,012 + Ø16/2 = 0,09m

Si tomo recubrimiento mecánico de 10cm r = 0,10m

As ≥ 10,59 cm²/m → ≈Φ16 a 20 (10,055 cm²/m)

⊕ limitante la cuantía mínima por cuanto fallo frágil tras fisuración

Cortantes

Vd = 326,06 KN/m (Tronto bajo el vestíbulo) — Mucho del lado seguro

Armadura de tracción (como mínimo Φ20 a 0,20 As = 15,71 cm²/m)

con todo la armadura 2Φ16 a 0,20 As = 20,11 cm²/m

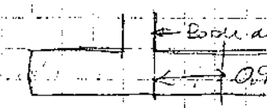
Alt = 3,23 cm²/m/m

Alt = 2,682 cm²/m/m

Cam Tunis 24-01-2003

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

Vd = 274,03 KN/m ⟹ Alt = 0,00 cm²/m/m NO HACE FALTA ARMADURA DE CORTANTE



3) Máximo negativo entre hastiales

COMB 8 1,35 G_1 = 1,35 G_1 tierras + 1,35 empuje + 1,00 Cargas

Hay poco de DERIVA debe haber empuje

En teoría no puede haber máximo de tierras sin tener el relleno totalmente del lado N — pero en ELU hay que comprobar esta condición estricta (en ELU de flexión + cortante)

Md = −75,54 KN·m/m

Dimensionamiento con programas BASIC r = 0,03 + 0,012 + Ø/2 = 0,055

Se toma un recubrimiento mecánico de 0,055m

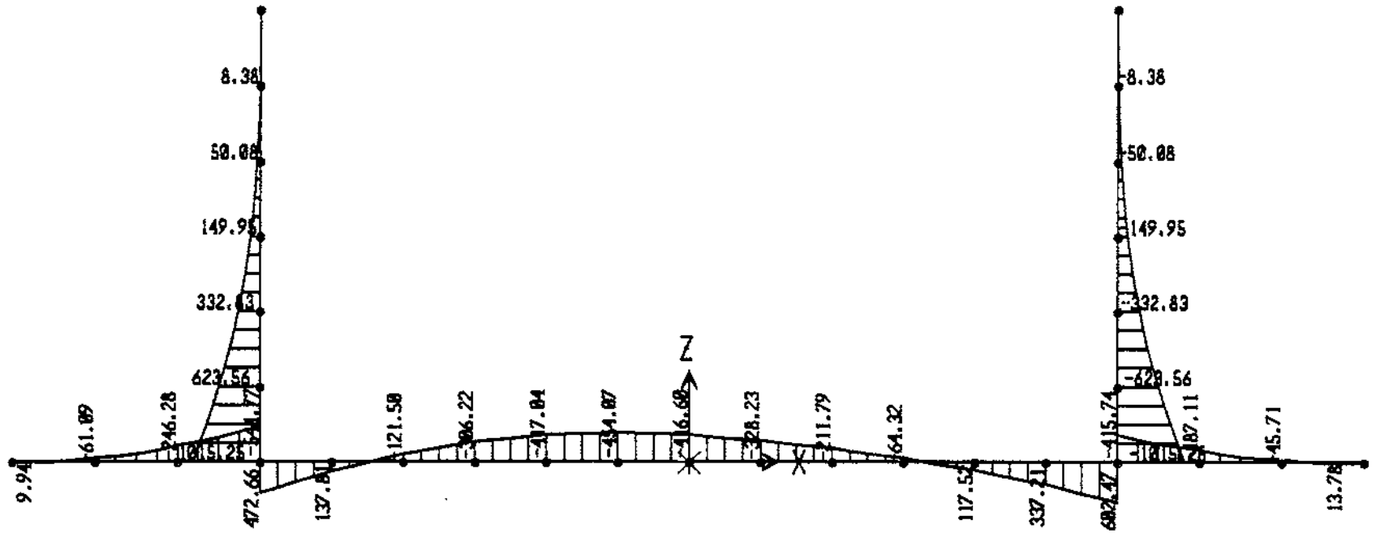
As = 17,51 cm²/m → 2Φ16 a 0,20 → Φ16 agrupados de 2 en 2

Cortantes: del lado seguro, no limitante

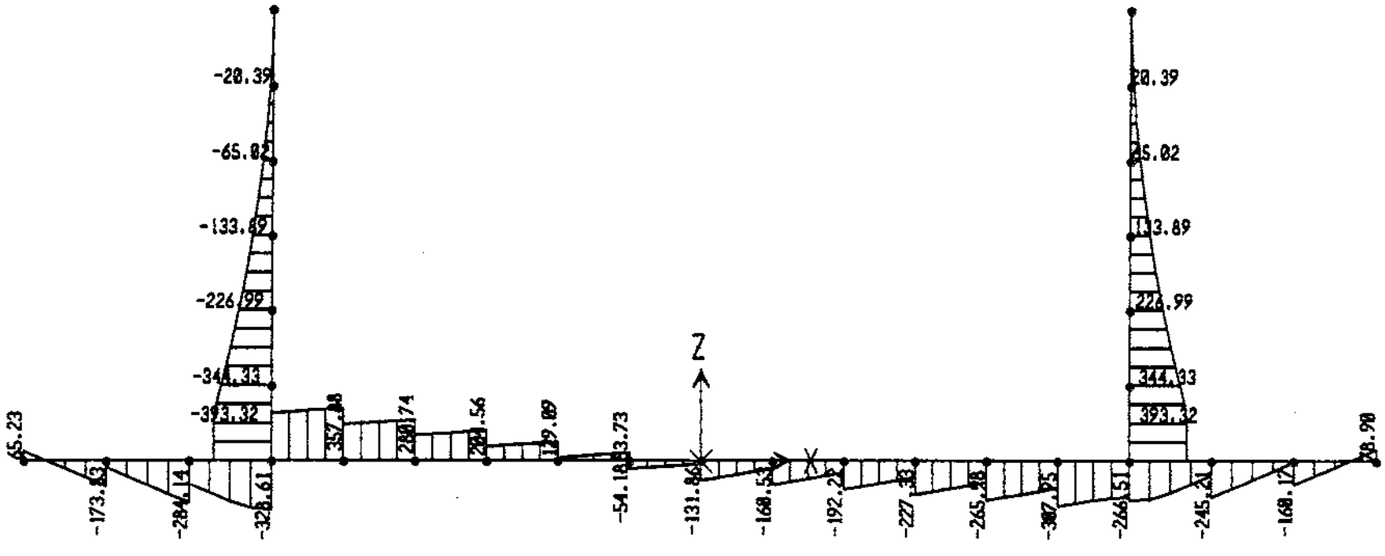
Vd = 281,40 KN/m (A 1 canto útil del eje del apoyo directo)

As = 20,11 cm²/m ← en este caso a 1 dispone, como mínimo, de 2Φ16 a 0,20 eficazmente anclada →

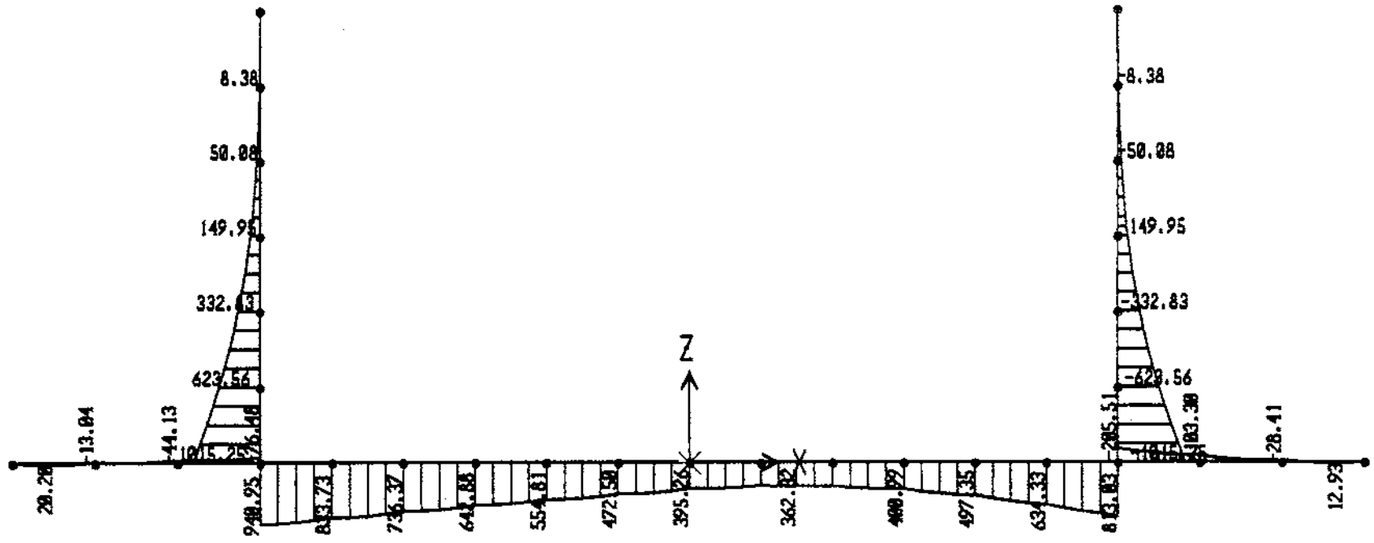
Alt = 0 cm²/m/m ← No hace falta armadura de cortante



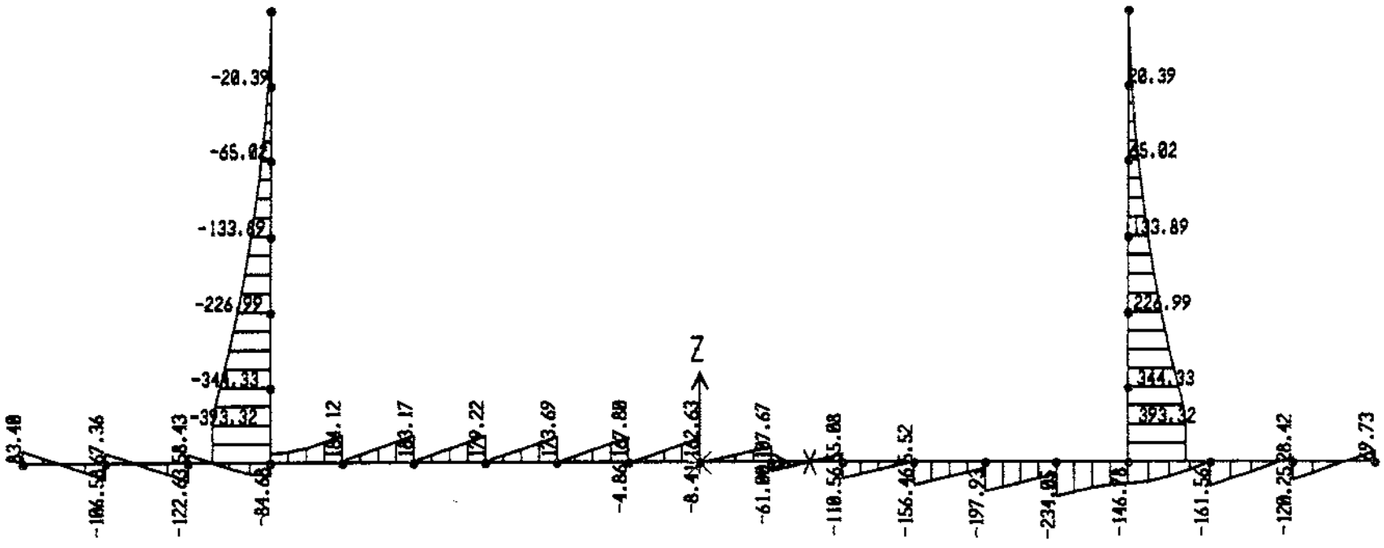
SAP2000 v6.11 - File:SECCION BARRAS B - Moment 3-3 Diagram (COMB7) - KN-m Units

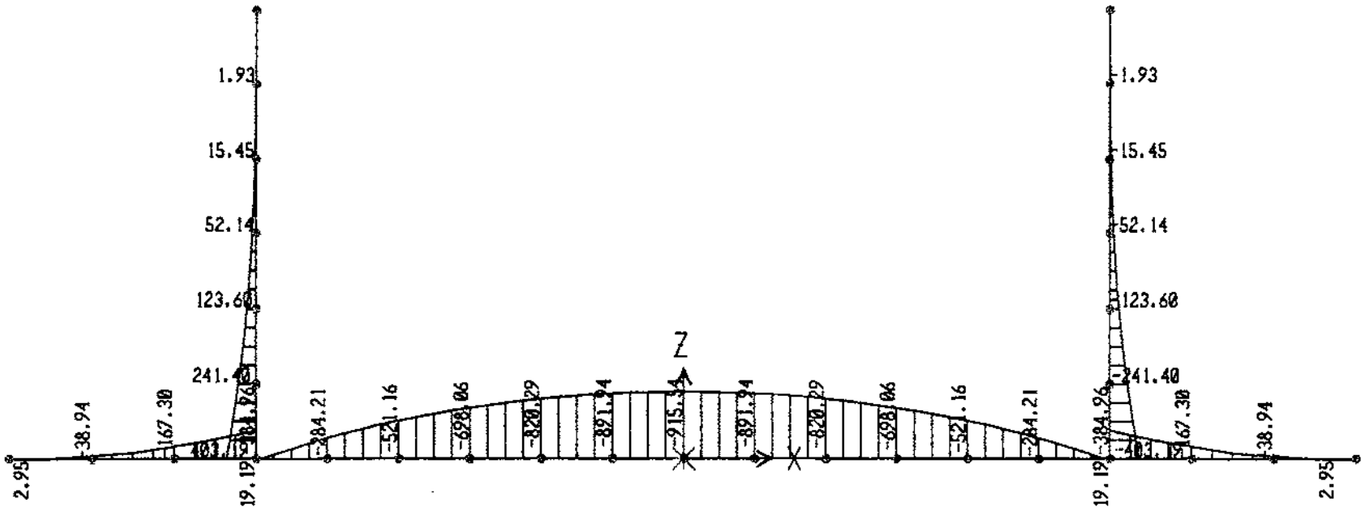


SAP2000 - File:SECCION BARRAS B - Shear Force agram (COMB7) - KN-m Units

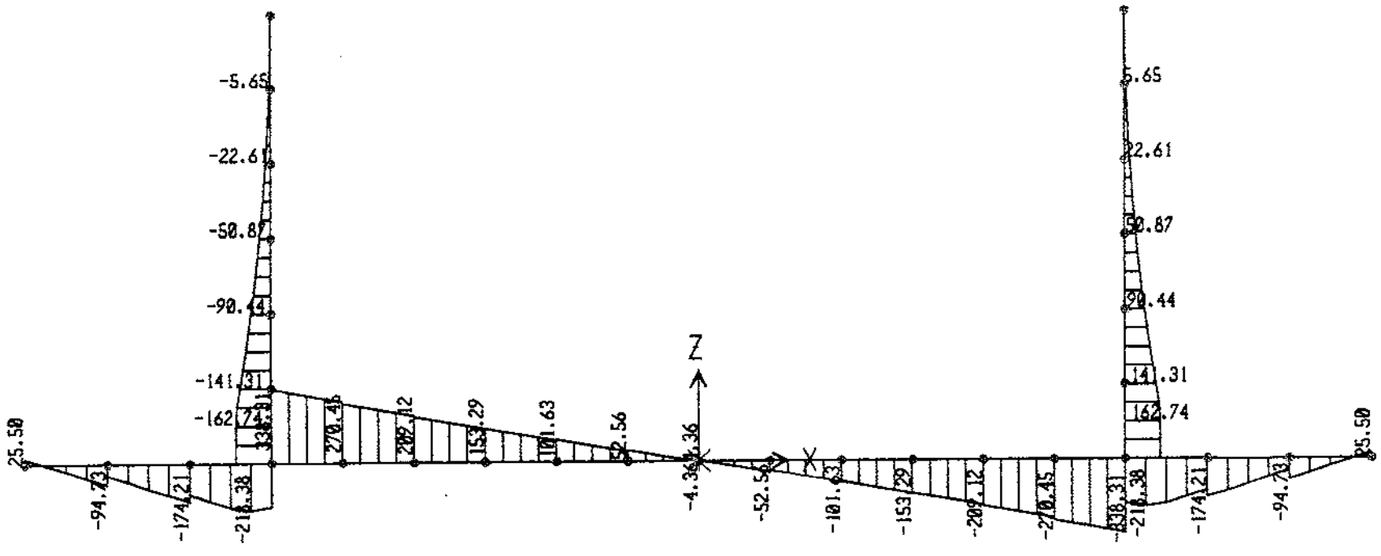


SAP2000 v6.11 - File:SECCION BARRAS B - Moment 3-3 Diagram (COMB6) - KN-m Units





SAP2000 v6.11 - File:SECCION BARRAS - Moment 3-3 Diagram (COMB8) - KN-m Units



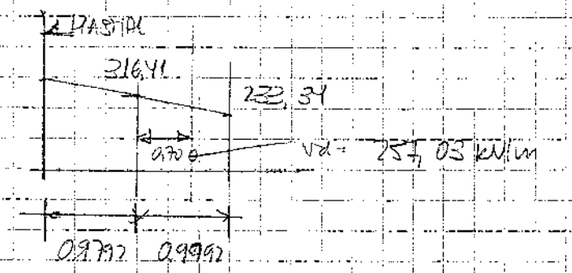
SAP200 1 - File:SECCION BARRAS - Shear Force agram (COMB8) - KN-m Units

Cav. Tunil 22-ENE-2014

Cortantes

Tomando cortantes a 1 canto útil

a) Hacia el vitiado: $V_d = 257,03$ kN/m

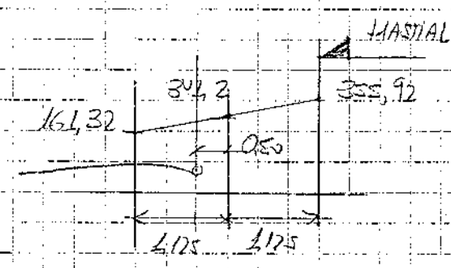


$V_d = 257,03$ kN/m

$a_s = 20,11$ cm²/m

$A_{s,t} = 0,00$ cm²/m/m ← No hace falta armadura de cortante

b) Hacia el trasdós:



$V_d = 261,25$ kN/m

$a_s = 20,11$ cm²/m

$a_{s,t} = 0,00$ cm²/m ← No hace falta armadura de cortante

c) Máximo negativo cara hastiales

COMB2 1,35 G1 + 1,50 G2 Horm + 1,50 Subpresión + 1,00 Empuje + 1,50 E.Suelo

Cálculo pero debe haber cumple

En teoría se podría haber colocado de Horm con tono relleno intenso, de hay imagen pero, pero este cambiaría en la combinación ahora en la verificación con ELU de flexión y cortante

Cav. Tunil 24-01-2003

Cuantías mínimas EHE

Losa 1,80 m

$A_c = 2 \text{ m}^2/\text{m}$

$A_s \geq 23,4 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 11,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ en cada cara

Se dispone Φ16 a 0,20 (10,055 cm²/m).

Como el terreno es de mala calidad habrá poca resistencia al acortamiento por retracción del cajón → con Φ16 a 0,20 se cumple la cuantía mínima geométrica de la losa

Cuantía mínima para evitar rotura frágil tras la fisuración

$$A_s \geq 0,04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 120 \frac{25/1,5}{500/1,15} = 19,93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se cubre con las armaduras dispuestas

Muros

armadura horizontal con juntas cada 7,5 m

$\rightarrow \varepsilon = \frac{3,2}{2} = 1,6‰$

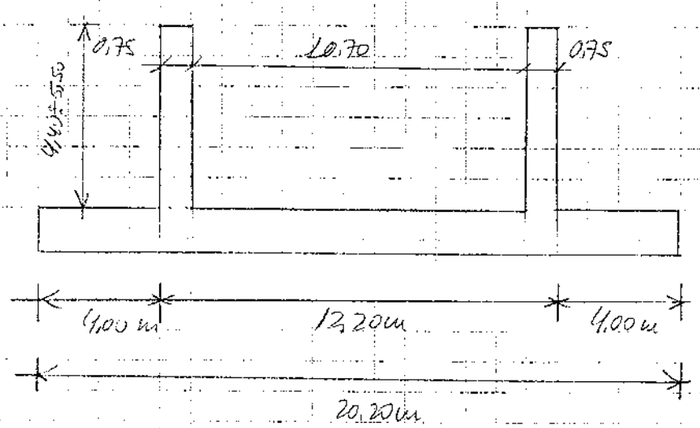
$A_c = 0,75 \text{ m}^2/\text{m} \rightarrow A_s \geq 12 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 6 \text{ cm}^2/\text{m}$ en cada cara

→ Φ12 a 0,20

MODIFICACIÓN GEOMETRÍA SECCIÓN 2:1

Se hace subir unas zonas y se hacen crecer los talones para dejar la cota superior de la subir a la misma cota

GEOMETRÍA



COMPROBACIÓN DE LA SEGURIDAD A FLOTACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se comprueba la estructura frente a flotación por subpresión del NF. Se comprueba en vacío y con el mínimo intervalo de hormigón sobre que haya bajo la instalación de vías.

Peso total

A= 33,76 m²

V= 33,76 m³/m

$g_2 = V \cdot \delta = 33,76\ m^3/m \cdot 25\ kN/m^3 = 844\ kN/m$ (84,4 Tn/m)

Empuje vertical del agua

Volumen de agua desalojado V= 87,26 m³/m

E= 87,26 m³/m · 10 kN/m³ = 872,6 kN/m

Peso de fichas sobre talones

Peso sumergido de las fichas γ = 10 kN/m³

$g_{fichas} = [4,00 \cdot 2,00 \cdot 5,00 \cdot 10\ kN/m^3] \cdot 2 = 400\ kN/m$

Relleno de hormigón pobre

h= 2,00 − 0,623 = 1,377 m

El volumen de relleno es A= 1,377 · 10,70 = 14,734 m²

V= 14,734 m³/m

g_3 relleno = 14,734 m³/m · 23 kN/m³ = 338,88 kN/m

Factor de seguridad a flotación

$$FS = \frac{0,9(844 + 400 + 338,88)}{1,50\ (872,6)} = \frac{1424,59}{1308,9} = 1,088 \approx 1,09$$

Se toma factor de seguridad adicional FS ≥ 2 → (OK)

[Para valores característicos de las acciones, el Factor de Seguridad es:

$$FS = 1,088 \cdot \frac{1,50}{1,90} = 1,814 \approx 1,82 \rightarrow$$ Cumple recomendaciones

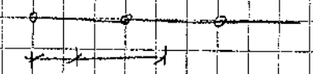
Sólo dispone poca de seguridad]

MODIFICACIÓN DEL MODELO DE CÁLCULO

Archivo SAP → "SECCIÓN I BB SDB"

→ Se amplían las cargas verticales al talón izquierdo

→ Cambian ligeramente los anillos que circundan el contacto con el terreno



b=0.50m b=1.0625m

Kh = 126 A

A [cm²/m]	KH [KN/m/m]
0.50	5000
1.0625	10625

VERIFICACIONES GEOTÉCNICAS

Como se tiene un margen realmente alto en cuanto a las tensiones normales transmitidas al terreno no se realizan las verificaciones geotécnicas que, seguro no son limitantes.

VERIFICACIÓN EN ELU

Se repasa la verificación en ELU de la losa de cimentación

a) Máximos momentos positivos bajo el hastial

COMB6 = 1,35 G_1 + 1,00 $G_{2\,tierra}$ + 1,35 G_{mat} + 1,50 T_{hum} + 1,50 E_{agua} +

1,00 × 5,00/5,50 — 1,35 × 1,00 × 20/2,5 (armadura cimentación)

+ 1,50 E_{asc} + 1,50 $T_{talud\ I}$

Md = 879,67 KN·m/m ≤ Md considerado (OK!)

Contacto: σ_d = 245,6 KN/m² (no es real, está sin promediar) pero es limitante

A_s = 25,765 cm²/m

A_{st} = 0,00 → No hace falta armadura transversal

2) Máximo negativo punto del hastial

4 × 5,00/5,50 = 4,36

COMB7 1,00 G_1 + 1,50 G_{tierra} + 1,50 T_{hum} + 1,50 E_{agua} + 1,50 T_{calc} +

1,00 T_{mat} ⑧ + 1,50 $T_{talud\ D}$

⑧ No se puede rellenar el trasdós hasta no tener el mínimo intervalo de hormigón, por, en todo caso, se toma 0,00 G_{mat} → No es limitante es mayor la cuantía mínima

Md = 727,52 KN·m/m (> Md considerado)

Recubrimiento mecánico r = 0,06m

A_s ≥ 11,32 cm²/m → es limitante la cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

($A_s \geq 0{,}04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ = 19,93 → 2Φ16 a 0,20)

con la armadura dispuesta Mu = 1005,2 KN·m/m

El coeficiente de seguridad adicional es $F = \frac{1005{,}2}{727{,}52} = 1{,}453$

τ_{rd} = 1,0062 MN/ml/m (> Rd considerado)

Dimensionamiento con programa BASIZ

recubrimiento mecánico r=0,06m

A_s ≥ 20,27 cm²/m

Hay dispuestos 2 ϕ16 c/0,20 → A_s = 20,11 cm²/m ← se da por bueno

Cortantes:

Tomando el cortante a l canto útil del borde del apoyo directo.

a) Hacia el trasdós V_d = 263,72 cm²/m

a_s = 20,11 cm²/m

$a_{t/t}$ = 0 cm²/m/m ← no hace falta armadura transversal

b) Hacia el intrados V_d = 237,61 cm²/m

a_s = 20,11 cm²/m

$a_{t/t}$ = 0,00 cm²/m/m ← No hace falta armadura transversal

NO HACE FALTA CAMBIAR LA ARMADURA

ZONA DE ENTRADA AL TUNEL CLASE CARACTERISTICA

Zona a cielo abierto Sección tipo II

En todo el tramo a cielo abierto hay pendiente longitudinal continua 1,5‰

El borde de pie con rasante a la cota z = +1,00m

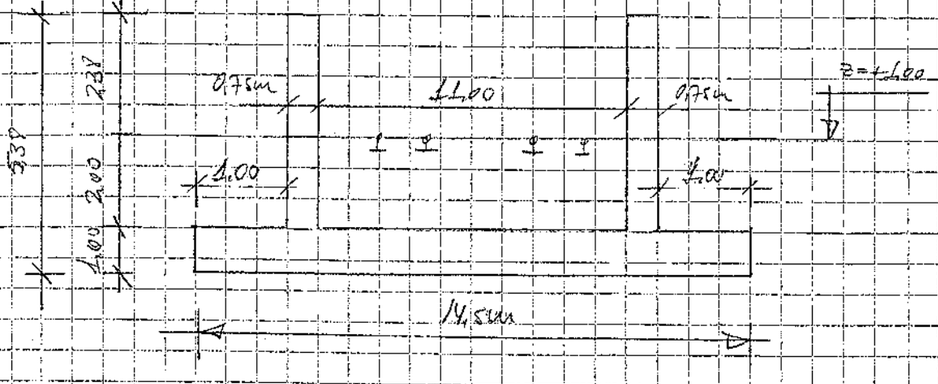
En la entrada en fase final PK = 706+240,000 z = -1,07m

$-1{,}07 + \frac{706240 - PK}{1000} \cdot 1{,}5 = 1{,}00 \rightarrow PK \leq 706 + 102$

Cota en el PK 706+102

$-1{,}39 + \frac{(706674{,}362 - 706102)}{1000} \cdot 1{,}5 = 0{,}9955 \simeq 1{,}00$

GEOMETRÍA: Análisis SAP "SECCIÓN IIB SDB"



El NF previsto en fase a la cota +2,00m

Can Tunis — 29-Dic-2002

COMPROBACIÓN DE LA SEGURIDAD A FLOTACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se comprueba la seguridad de la estructura frente a flotación por empuje del NF

Peso total:

$A = 21{,}07\ m^2$

$V = 21{,}07\ m^3/m$

$g_1 = V \cdot \gamma = 21{,}07\ m^3/m \times 25\ kN/m^3 = 526{,}75\ kN/m$ (52,7 Tn/m)

Empuje vertical del agua:

Volumen de agua desalojado $V = 52{,}00\ m^3/m$

$E = 52{,}00\ m^3/m \cdot 10\ kN/m^3 = 520\ kN/m$

Peso de tierras sobre los talones:

Peso sumergido de las tierras $\gamma = 10\ kN/m^3$

Peso seco de las tierras $\gamma = 20\ kN/m^3$

$g_2\ tierras = [1{,}00 \times 1{,}00 \times 2{,}00 \times 10\ kN/m^3 + 1{,}00 \times 1{,}00 \times 6{,}38 \times 20] =$

$= 57{,}6\ kN/m$

$g_2\ tierras = 2 \times 57{,}6 = 115{,}2\ kN/m$

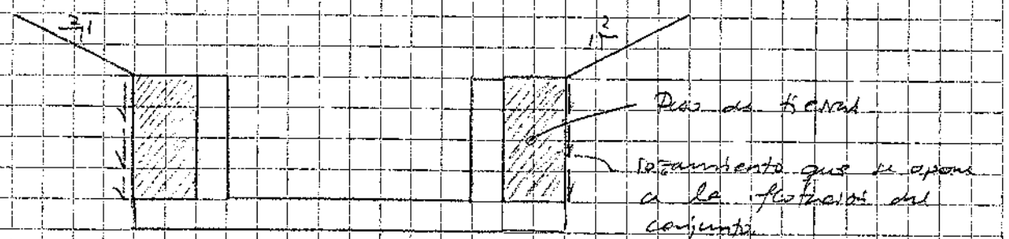
Factor de seguridad frente a flotación

$$F.S. = \frac{0{,}9\,(526{,}75 + 115{,}2)}{1{,}5\,(520)} = \frac{577{,}76}{780} = 0{,}741 \not\geq 1$$

→ Hay flotación

Can Tunis — 29-Oct-2003

Se tiene en cuenta el rozamiento negativo del terreno.



$\phi = 30°$ ← Ángulo de rozamiento interno del terreno

$Fr = \frac{1}{2}\,(10{,}53\ \text{kn} \times \frac{1{,}0}{\text{Tn}} \times \tan(\phi)) \cdot 4{,}38 = 51{,}61\ kN/m$

del lado seguro

Con lo cual, el rozamiento deseabilizado es $Fr = \mu N = \tan 30 \cdot N$

$Fr = \tan 30° \cdot 51{,}61 = 29{,}79\ kN/m$ ← En cada lado

Fuerza de rozamiento total:

$Fr = 59{,}59\ kN/m$

El factor de seguridad a la flotación queda como:

$$FS = \frac{0{,}9\,(526{,}75 + 115{,}2 + 59{,}59)}{1{,}5\,(520)} = \frac{631{,}286}{780} = 0{,}809 \not\geq 1$$

Hay flotación !!!

HAY QUE MANTENER EL ORDENADE HASTA QUE SE RELLENE EL INTERIOR DE LA SECCIÓN CON HORMIGÓN POBRE

Teniendo en cuenta el peso de hormigón poor:

$$h = 200 - \frac{0,623}{\text{Peleus + rozas}} = 1,877 m$$

El volumen de relleno es

$$A = 1,377 \times 11,00 = 15,147 m^2/m$$

$$V = 15,147 m^3/m$$

$$g_{p.\,relleno} = 15,147 \times 23\ kN/m^3 = 348,381\ kN/m$$

El factor de seguridad a la flotación queda como:

$$fs = \frac{0,9(526,75 + 115,2 + 348,381)}{1,5(520)} = \frac{891,3}{780} = 1,143 > 1 \quad \text{OK}$$

Para valores característicos de las cargas, el Factor de seguridad es:

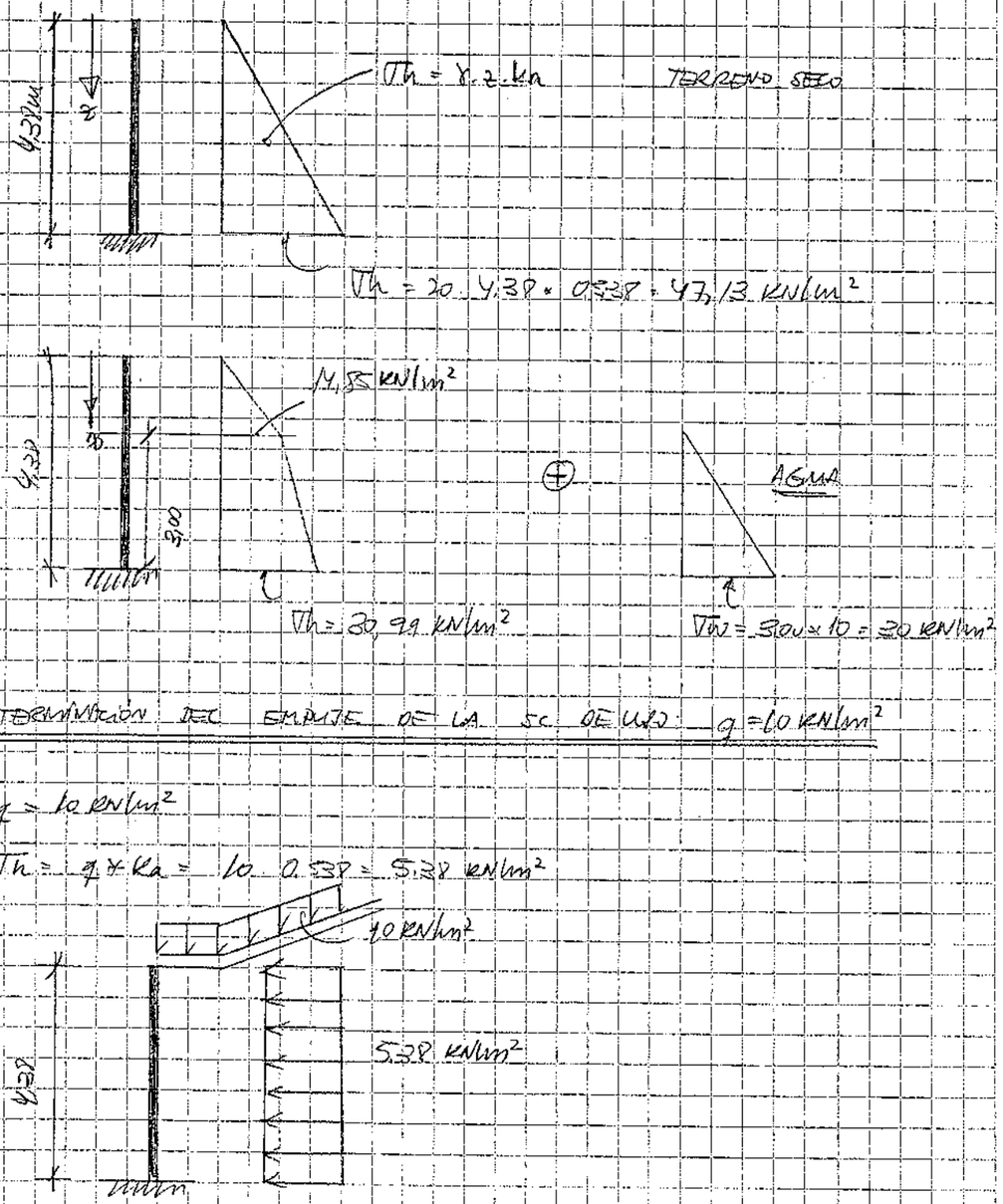
$$fs = 1,143 \times 1,5/0,9 = 1,904 >> 1,2$$ — Cumple recomendaciones sobre algunos tipos de gravedad (ROM 0.5-94)

El factor de seguridad adicional es poco mayor que 1, pero falta todo el peso de balasto + vías + traviesas, etc por lo que el factor de seguridad a flotación será mayor para la estructura en servicio.

DETERMINACIÓN DEL EMPUJE DE TIERRAS Y AGUAS

Ver hoja 6 de la sección tipo (I)

$k_a = 0,538$



DETERMINACIÓN DEL EMPUJE DE LA SC DE UNA $q = 10\ kN/m^2$

$q = 10\ kN/m^2$

$\sigma h = q \times k_a = 10 \cdot 0,538 = 5,38\ kN/m^2$

ACCIÓN DEL TRÁFICO FERROVIARIO (según DIAF)

Ver hoja ⑦ del cálculo de la sección tipo (I)

VERIFICACIONES GEOTÉCNICAS:

ACCIONES:

* Peso propio ✓
* Tierras – Empujes ✓
  – Peso tierras ✓
* Agua – Empuje ✓
  – Subpresión ✓
  – Peso agua ✓
* Cargas permanentes (= Infraestructura de vía) ✓
* Tráfico ferroviario
* Sismo ✓

INTERACCIÓN CON EL TERRENO:

Coeficiente de balasto considerado K_b = 10000 KN/m³ (1000 T/m³)

Observaciones:

* El peso de tierras sobre los taludes incide en los casos de tener terreno seco y terreno sumergido — no se diferencian las hipótesis + la misma carga es válida para las hipótesis con agua y para las hipótesis sin agua

⑥

REGIDECEI DE LOS MUELLES QUE SIMULAN EL CONTACTO CON EL TERRENO

Coeficiente de balasto: K_b = 10000 KN/m³

Rigidez del muelle equivalente: $K_m = K_b \cdot A$

A: Área tributaria de cada nodo

Tipo	A [m²]	Km [KN/m]	
1	0,344	3440	Ver página siguiente
3	0,6875	6875	
2	0,8333	8333	
4	0,9792	9792	

COMPROBACIÓN DE CARGAS APLICADAS / CONTROL DE RESULTADOS

Incluye agua

G_1: R_{SAP} = 545,5 KN/m → G_1 = 526,75 KN/m (ε = 3,44 %)

G_2 vía: R_{SAP} = 175,2 KN/m → G_2 = 175,2 KN/m (ε = 0 %)

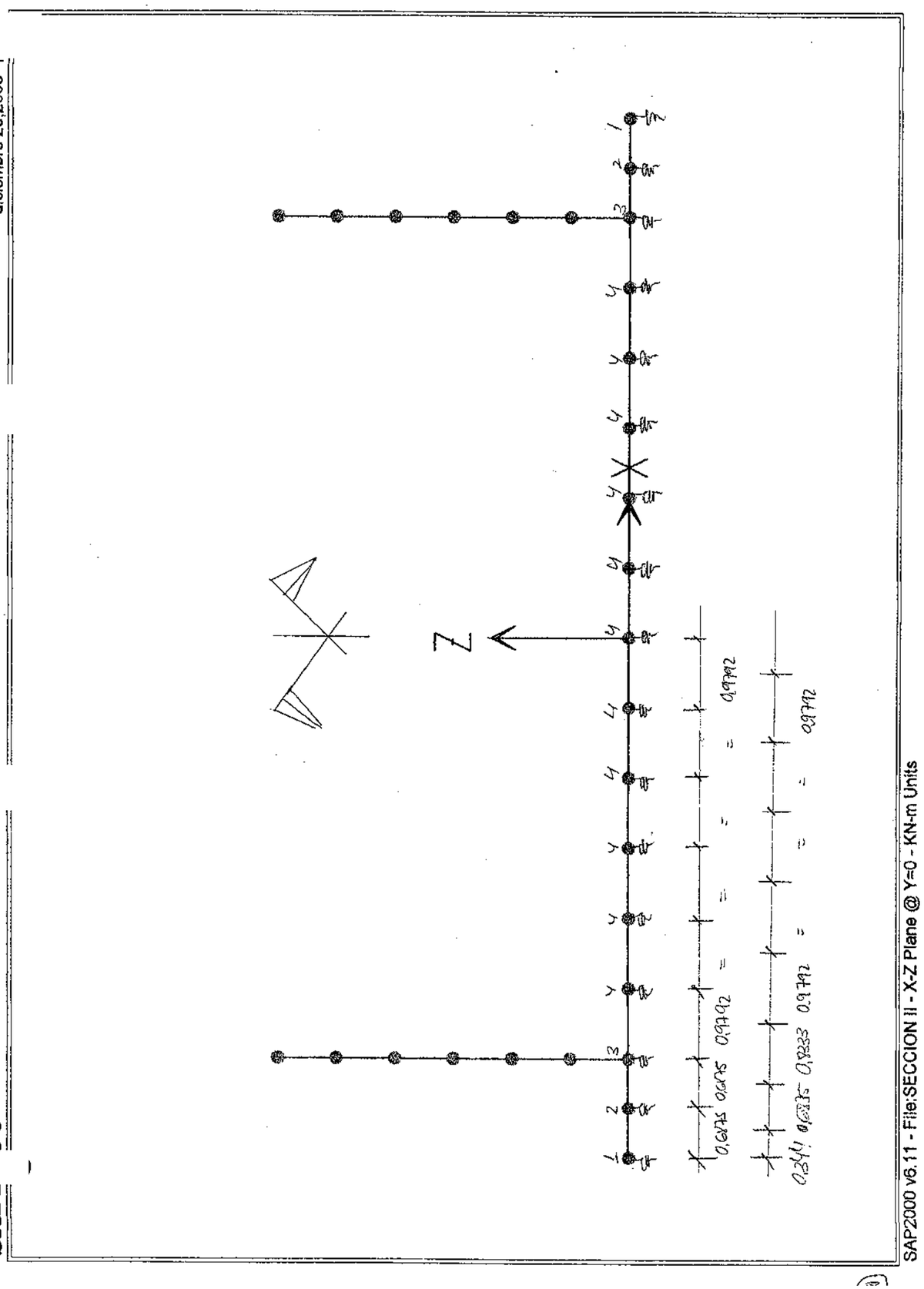
G_2 Int.: R_{SAP} = 385 KN/m → G_2 = 348,4 KN/m ⑧

Sobrec.: R_{SAP} = 780,1 KN/m → R_{obt} = 780,1 KN/m (641)

Tráfico: R_{SAP} = 1073,5 KN/m → R_{tf} = 173,97 KN/m ⑨

⑧ En el modelo tridimensional se ha tenido en cuenta el peso de Balasto + vías → 0,7+1 * 18 KN/m³ = 138,6 KN/m adicionales → 1,26 $G_{2\,int}$ coef. adicional cuando es desfavorable

⑨ Se ha tomado del lado seguro


diciembre 29,2003 1
SAP2000 v6.11 - File:SECCION II - X-Z Plane @ Y=0 - KN-m Units
SAP2000
Z
0,3442
0,6725
0,9792
0,9792
0,9792

b) Máxima reacción en el centro:

COMB 3: $G_1 + G_{2\,trans} + G_{2\,infr} + E_{a\,suma} + E_{agua} + Trafico\ a\ sobre\ bóv + E_{a\,sc}$

El terreno está totalmente comprimido

∴ Pinacle central $\sigma = \frac{116,72}{0,979\,2} = 119,20\ KN/m^2$ $\sigma = 1,192\ kg/cm^2$

En el resto de pinacles las resultantes son menores que en los casos anteriores — también lo serán las tensiones sobre el terreno

c) Reacción mínima sobre el terreno (en un extremo ⊛)

c1) COMB4: $G_1 + G_{2\,trans} + Subpresión + E_{a\,suma} + E_{agua} + E_{sc} +$
$+ G_{2\,infraestructura}$ ⊛

⊛ No puede haber relleno de tierras y subida del NF hasta que haya relleno de infraestructura

Está totalmente comprimida con tensiones bajas

c2) COMB5: $G_1 + G_{2\,trans} + Subpresión + E_{a\,suma} + E_{agua} + E_{sc} +$
$G_{2\,infraestructura} + Trafico\ D$
↳ Para que haya tracción sobre todo el bulbo + FS

También está totalmente comprimida y las tensiones son bajas

Tensiones medias máximas en el terreno

COMB 6: $G_1 + G_{2\,trans} + G_{2\,infr} + Trafico$

(El resto de acciones no tienen resultante vertical)

Resultantes R

$g_1 = 526,75\ KN/m$

$g_{2\,trans} = 175,2\ KN/m$

$g_{2\,infr} = 385\ KN/m$

Tráfico: $2 \times 174\ KN/m$

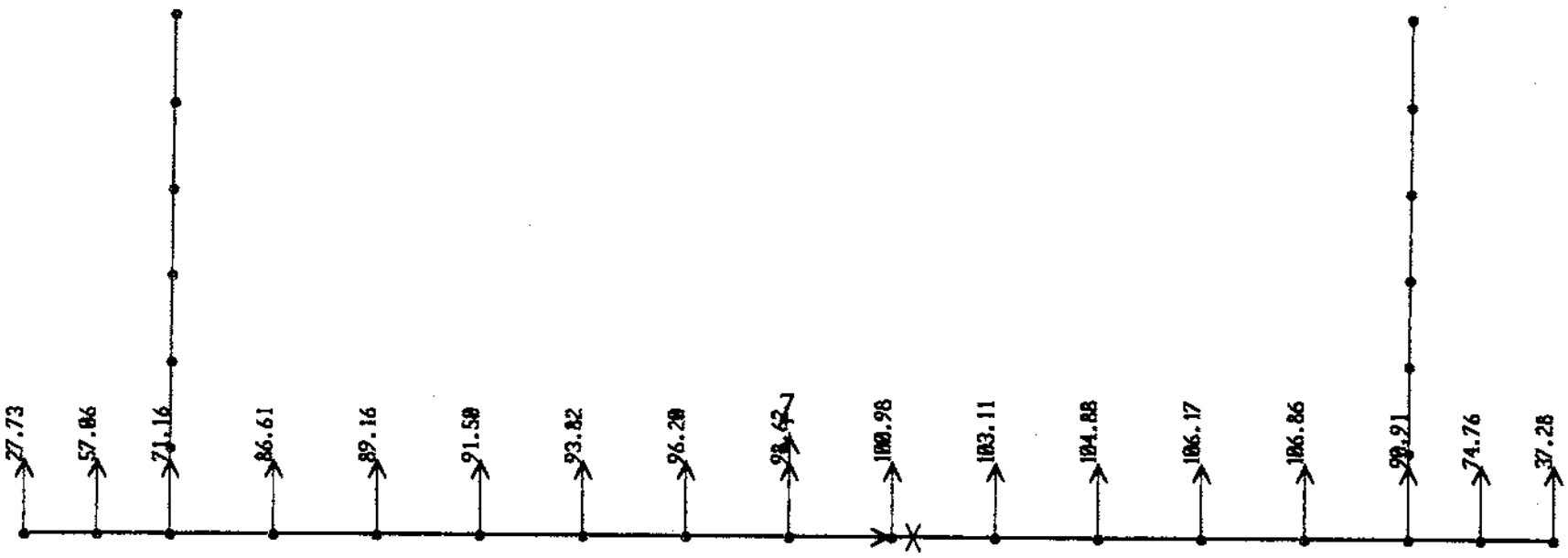
Total... $1484,95\ KN/m$

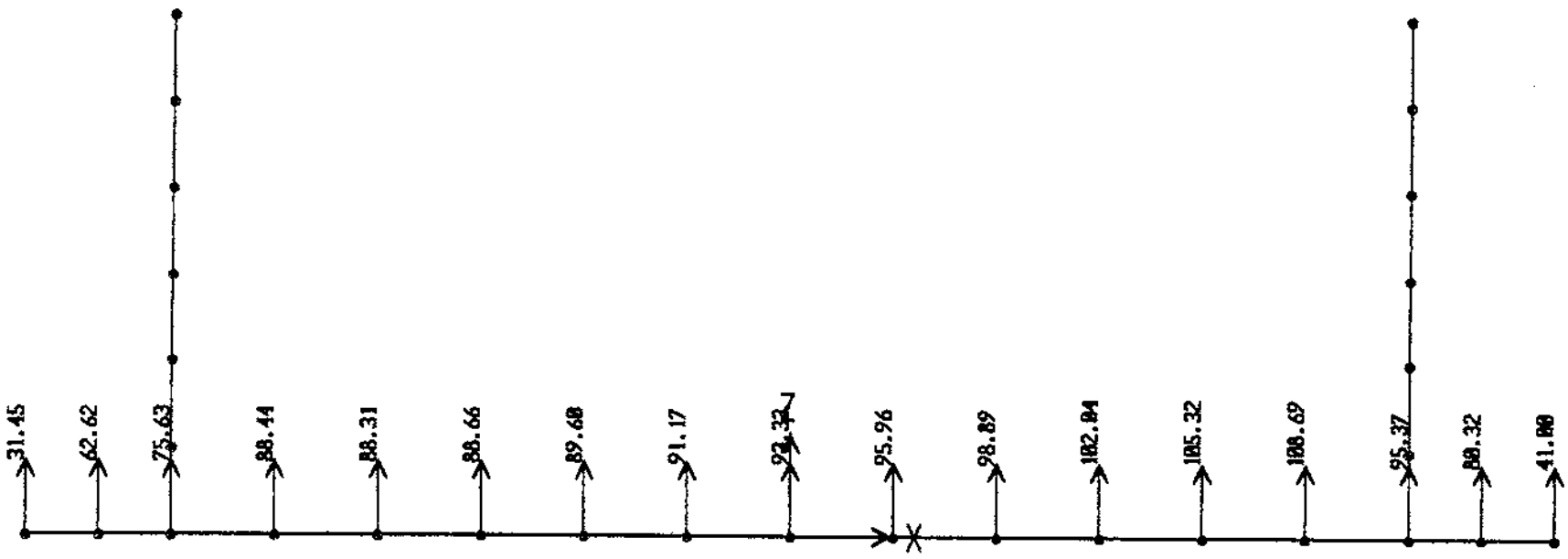
$A = 14,5\ m^2/m$

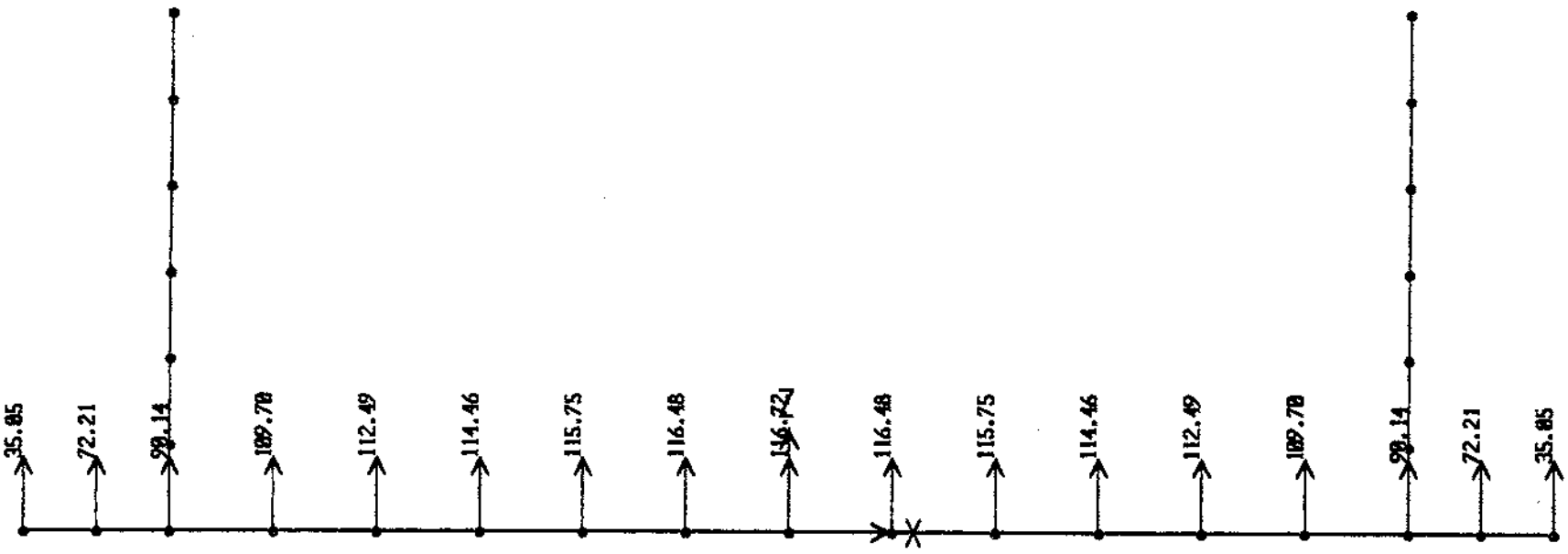
Tensión media máxima $\sigma_{med} = \frac{1484,95}{14,5} = 98,96\ KN/m^2$

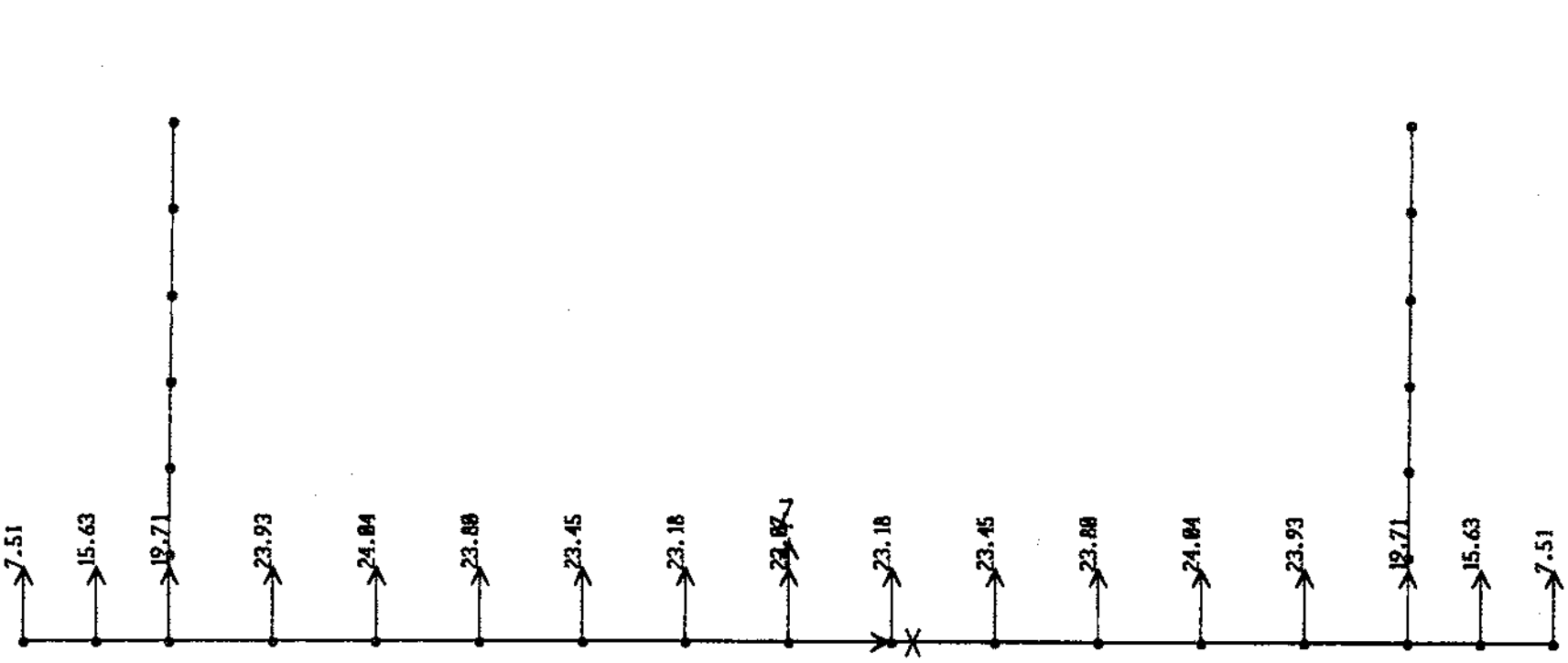
$\sigma_{med} = 0,99\ kg/cm^2$

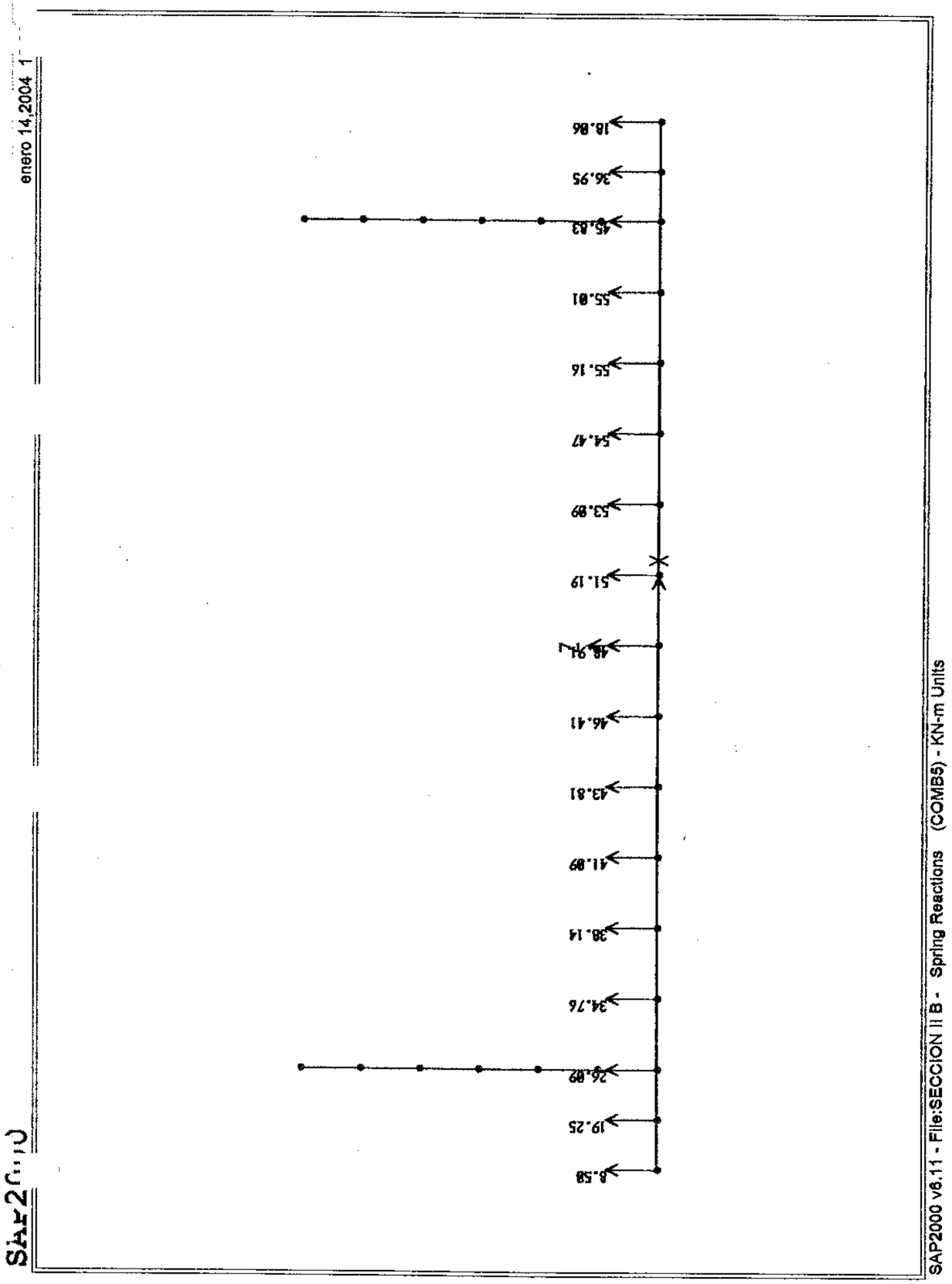
SI HAY ESTABILIDAD GLOBAL DE LA EXCAVACIÓN LAS TENSIONES NORMALES SON ADMISIBLES


27.73
57.86
71.16
86.61
89.16
91.50
93.82
96.20
98.62
100.98
103.11
104.88
106.17
106.86
99.91
74.76
37.28


31.45
62.62
75.63
88.44
88.31
88.66
89.68
91.17
92.32
95.96
98.89
102.84
105.32
106.69
95.37
80.32
41.80


35.85
72.21
89.78
112.49
114.46
115.75
116.48
116.48
115.75
114.46
112.49
89.78
72.21
35.85


7.51
15.63
23.93
24.04
23.80
23.45
23.18
23.18
23.45
23.80
24.04
23.93
15.63
7.51



SECCIÓN TRANSVERSAL Z=1.00

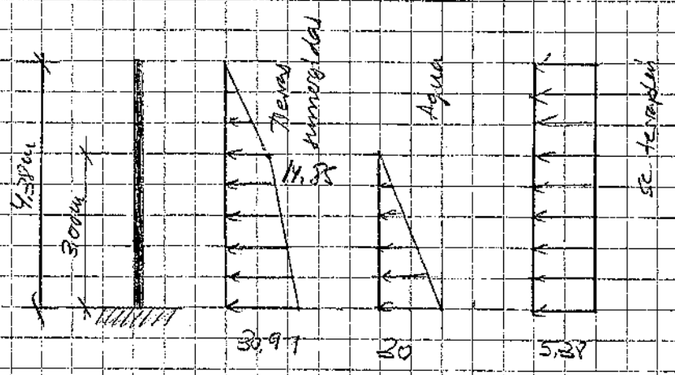
ANCHOS TRIBUTARIOS [m2]:	CARGAS [kN]				
	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5
0.344	27.73	31.45	35.05	7.51	8.50
0.6875	57.06	62.62	72.21	15.63	19.25
0.8333	71.16	75.63	90.14	19.71	26.09
0.9792	86.61	88.44	109.7	23.93	34.76
0.9792	89.16	88.31	112.49	24.04	38.14
0.9792	91.50	88.66	114.46	23.80	41.09
0.9792	93.82	89.60	115.75	23.45	43.81
0.9792	96.20	91.17	116.48	23.18	46.41
0.9792	98.62	93.33	116.72	23.07	48.91
0.9792	100.98	95.96	116.48	23.18	51.19
0.9792	103.11	98.89	115.75	23.45	53.09
0.9792	104.88	102.04	114.46	23.80	54.47
0.9792	106.17	105.32	112.49	24.04	55.16
0.9792	106.86	108.69	109.7	23.93	55.01
0.8333	90.91	95.37	90.14	19.71	45.83
0.6875	74.76	80.32	72.21	15.63	36.95
0.344	37.28	41.00	35.05	7.51	18.06

0.344
0.6875
0.8333
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.8333
0.6875
0.344

TENSIONES EN EL TERRENO [kgf/cm2]				
0.81	0.91	1.02	0.22	0.25
0.83	0.91	1.05	0.23	0.28
0.85	0.91	1.08	0.24	0.31
0.88	0.90	1.12	0.24	0.35
0.91	0.90	1.15	0.25	0.39
0.93	0.91	1.17	0.24	0.42
0.96	0.92	1.18	0.24	0.45
0.98	0.93	1.19	0.24	0.47
1.01	0.95	1.19	0.24	0.50
1.03	0.98	1.19	0.24	0.52
1.05	1.01	1.18	0.24	0.54
1.07	1.04	1.17	0.24	0.56
1.08	1.08	1.15	0.25	0.56
1.09	1.11	1.12	0.24	0.56
1.09	1.14	1.08	0.24	0.55
1.09	1.17	1.05	0.23	0.54
1.08	1.19	1.02	0.22	0.53

DIMENSIONAMIENTO EN ELU

I) HASTIALES:



RESULTANTE	79,007	45	22,56	KN/m
MOM EMPOT	126,49	45	51,61	KN.m/m

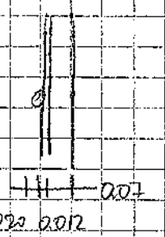
Momento de empotramiento:

$Md = 1,50(126,49 + 45 + 51,61) = 334,64$ KN.m/m

Dimensionamiento con programas BASIC

recubrimiento mecánico en la cara exterior

$r = 0,07 + 0,012 + \frac{0,020}{2} = 0,092$ m



Se toma $r = 0,095$ m

$As \geq 12,31$ cm²/m → $\phi 20$ a 0,20 ó $\phi 16$ a 0,20 + $\phi 12$ a 0,20 (Ref.)

Se toma este y se aplica el armado en toda la altura del hastial

ELU CORTANTE (Dimensionamiento con programas BASIC)

$Vd = 1,5(79,007 + 45 + 22,56) = 221,35$ KN/m

$As = 15,71$ cm²/m en tracción

$Atl = 20,5$ cm²/m

Tomamos el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo directo (Se toma a 0,50m del borde del apoyo directo)

$Vd = 1,5(67,55 + 31,25 + 20,87) = 179,51$ KN/m

Dimensionamiento con programas BASIC

$Atl = 0$ cm²/m ← No hace falta armadura de cortante

II) LOSA DE CIMENTACIÓN

1) Máximas puntas bajo el hastial

$1,35 + 1,35 = 1,82$

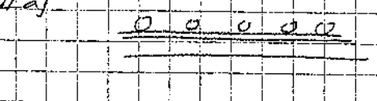
COMB 6: $1,35\,G_1 + 1,00\,G_2$ tierras $+ 1,35\,G_2$ sobrecarga $+ 1,50$ Empuje $+ 1,50$ Empuje $+ 1,50$ Empuje $+ 1,50$ tráfico T

$Md = 454,81$ KN.m/m



Dimensionamiento con programas BASIC

Se dispone hormigón de limpieza por la ejecución de la losa (ambiente IIa)



Se toma $r = 0,06$ m (Recubrimiento mecánico)

$As \geq 11,47$ cm²/m → Se cubre también con $\phi 20$ a 0,20

EN CORTANTE

V_d = 152,88 KN/m ← Está en promisión, del lado izquierdo, (NO es simétrico)

A_s = 15,71 cm²/m → A_{st} = 0 cm²/m ← No hace falta armadura de cortante

2) Máximo negativo junto al hastial

COMB7 1,00 G_1 + 1,50 G_2 tierras + 1,50 E_A cim + 1,50 E_{agua} + 1,5 E_{hor} + +1,00 G_2 mármol + 1,50 tráfico D

* No se puede rellenar el trasdós hasta no tener el relleno de la infraestructura (pero se toma también del lado izquierdo, 0,00 Gravity le diferencia es pequeña)

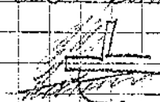
Md = 97,84 KN·m/m ← funciona como muro de corte, pero requiere muy poca armadura → No es simétrico

Dimensionamiento con programas BASIC $r = 0,07 + 0,012 + \frac{0,016}{2} = 0,09$ m

Se toma recubrimiento mecánico de r = 0,10 m

$A_s \geq 2,52$ cm²/m → El mínimo a la cuantía mínima para cimbrar falla frágil por flexión.

Se cubre con φ12 c 0,20 (se cubre también el fondo estructural en caso de levantamiento)



levantamiento del talón

EN CORTANTE

V_d = 188,07 KN/m ← Del lado izquierdo, sin promisión

A_s = 15,71 cm²/m

(1)

A_{st} = 0 cm²/m

En el volcado V_d = 122,25 KN/m

A_s = 5,655 cm²/m ← armadura en tracción (en realidad es mayor)

A_{st} = 0 cm²/m ← No hace falta armadura de cortante

Cortante último con esta armadura 178,25 KN/m (es menor que el cortante máximo en caso de levantamiento del talón) (V_d = 168,9 con levantamiento del talón)

3) Máximo negativo entre hastiales

COMB8: 1,35 G_1 + 1,50 G_2 tierras + 1,50 Exhpresión + 1,00 E_{agua}

Si hay peso de tierras del lado izquierdo

En teoría no puede haber relleno de tierras si no hay relleno interior, con hormigón pobre (cimentación del FFCC) por este condición no se considera cortante en EN flexión

Md = -347,58 KN·m/m

Dimensionamiento con programas BASIC: $r = 0,07 + 0,012 + \frac{0,020}{2} = 0,092$ m

r = 0,06 m ← Recubrimiento mecánico

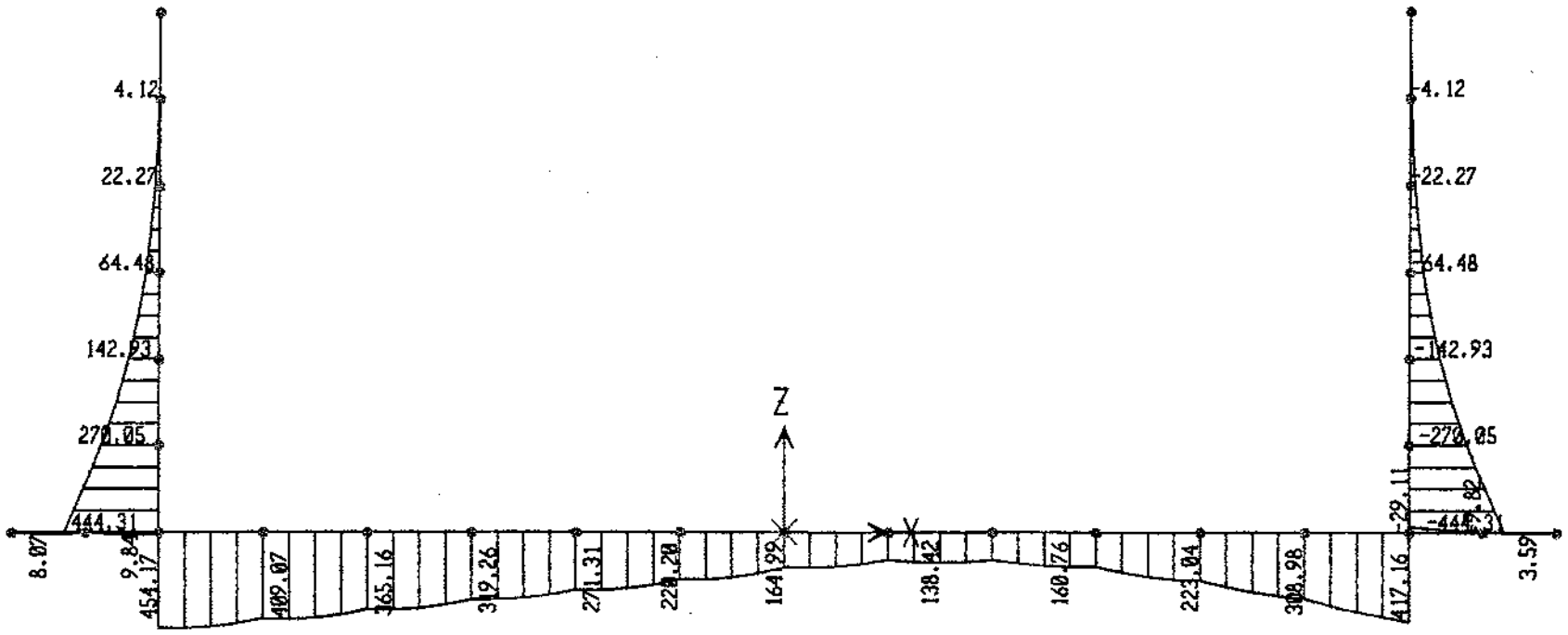
$A_s \geq 8,767$ cm²/m → Se cubre con φ16 c 0,20 (10,055 cm²/m) ← es mayor que la cuantía mínima

EN CORTANTE V_d = 164,84 KN/m (a ½ canto útil del borde del apoyo)

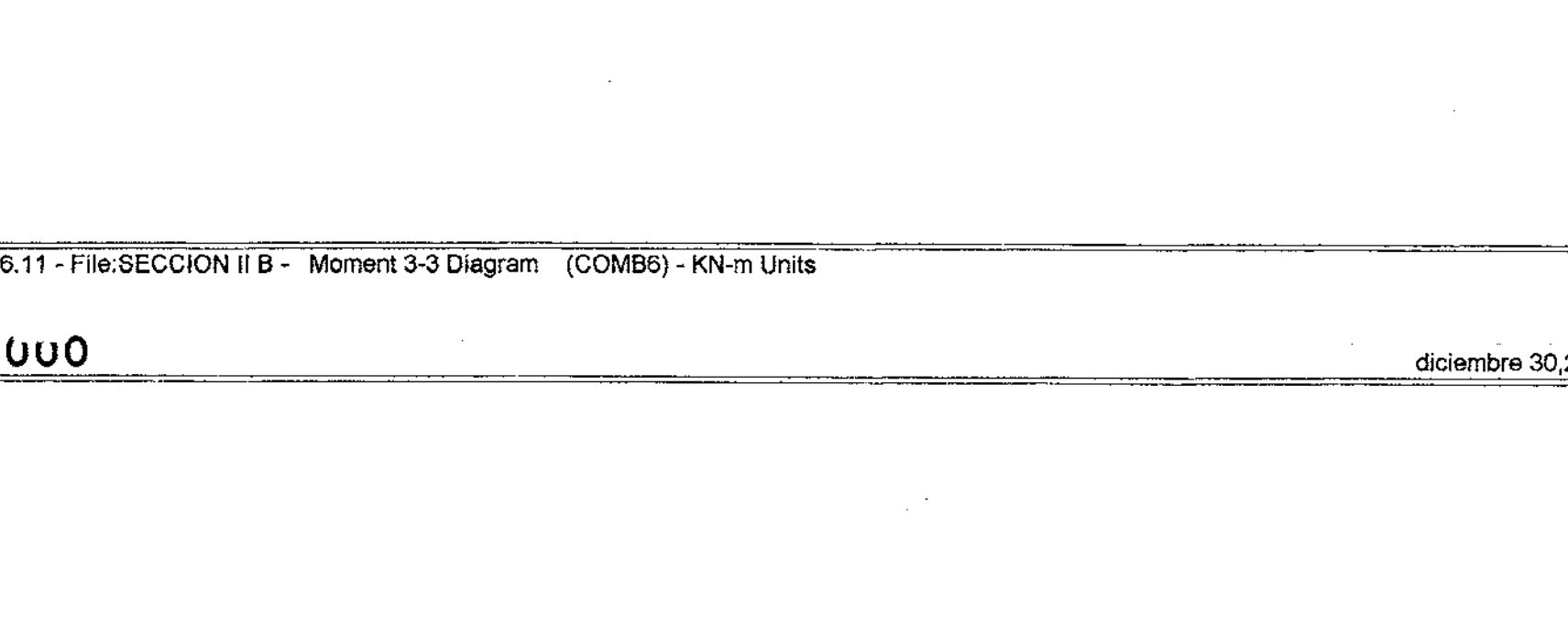
A_s = 15,71 cm²/m como mínimo

A_{st} = 0 cm²/m No hace falta armadura de cortante

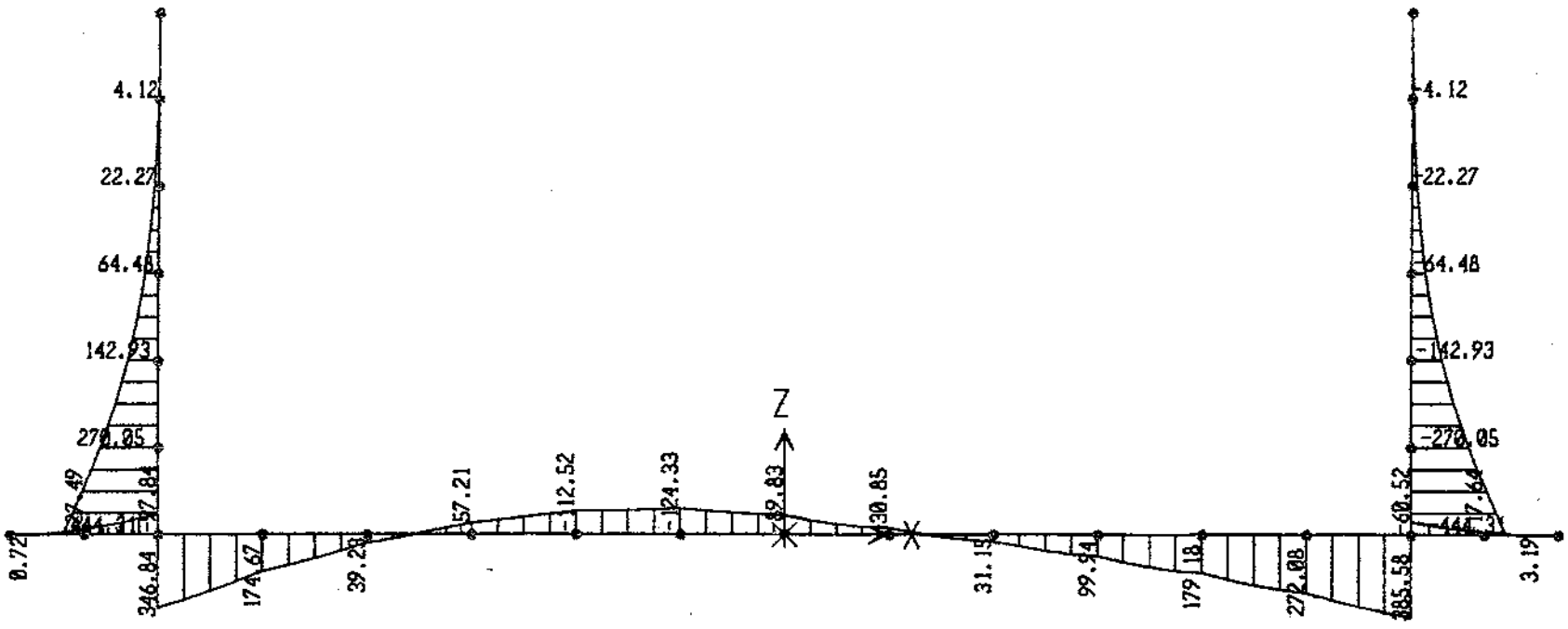
(2)



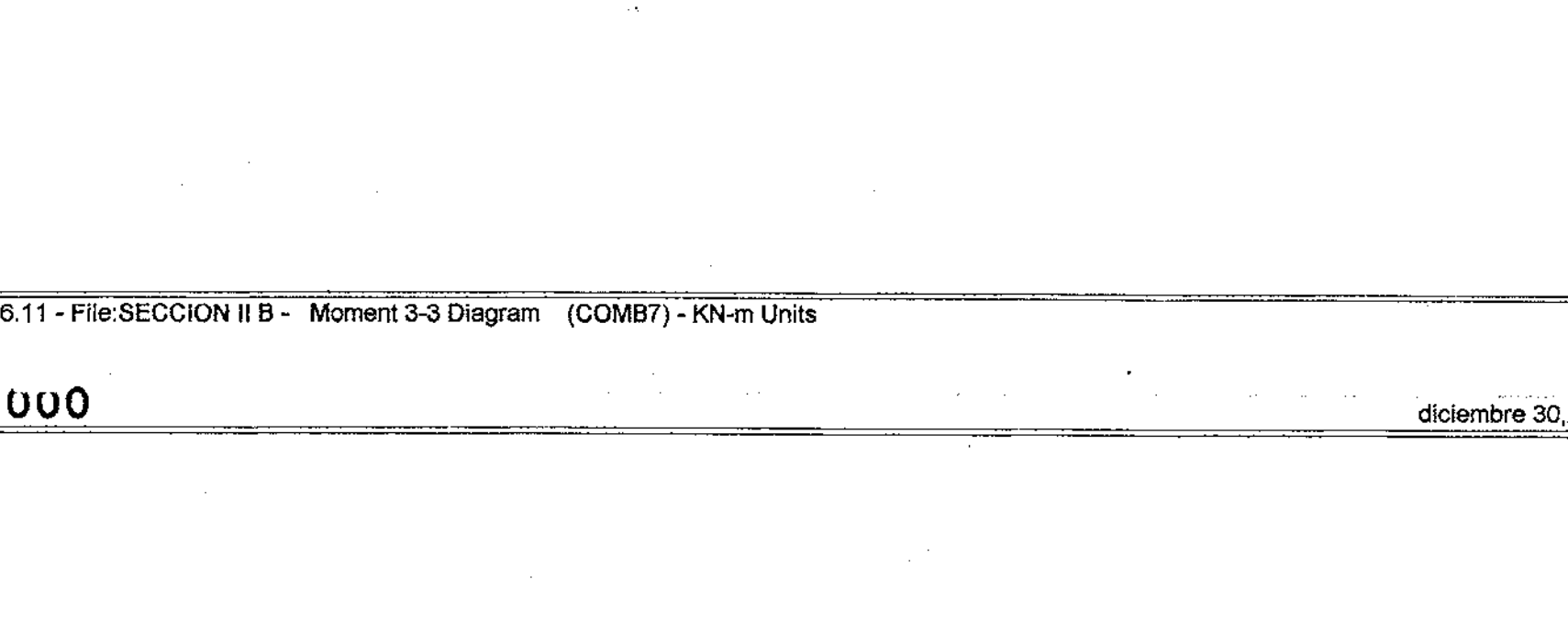
SAP2000 v6.11 - File:SECCION II B - Moment 3-3 Diagram (COMB6) - KN-m Units



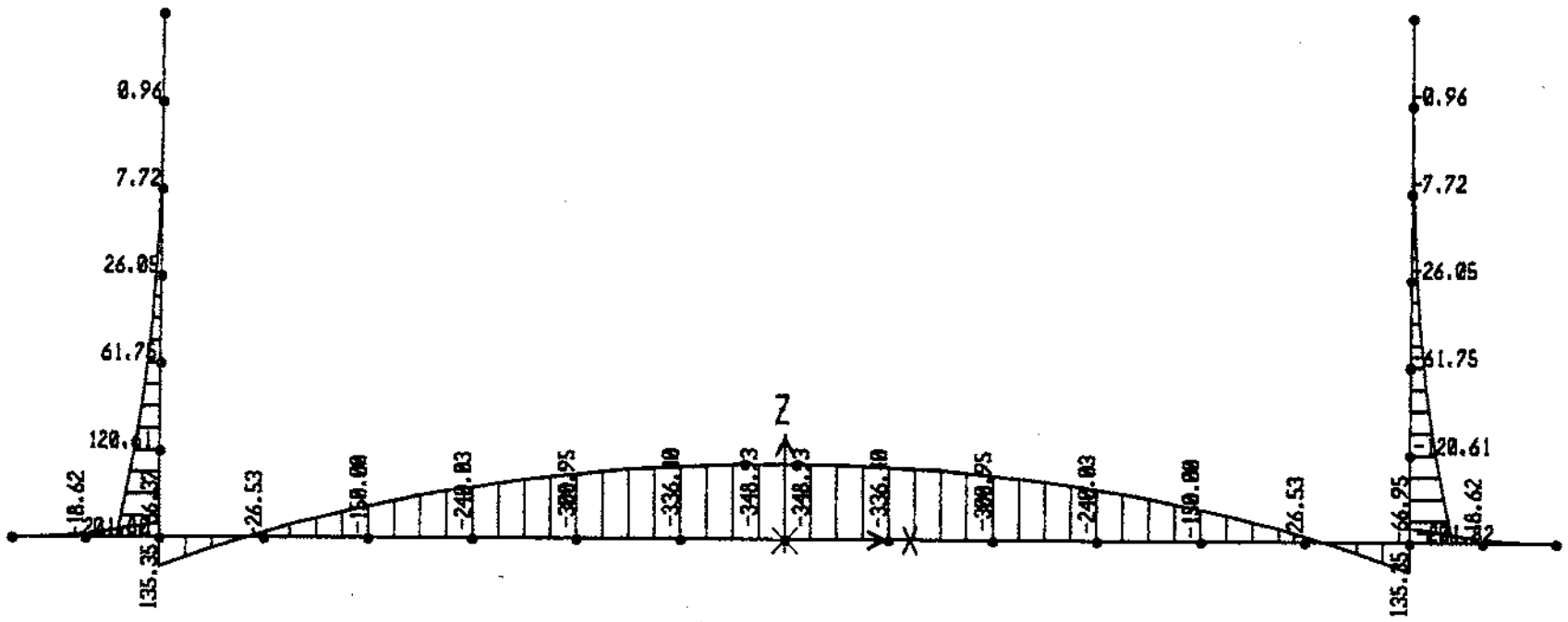
SAP2000 v6.11 - File:SECCION II B - Shear Force 2-2 Diagram (COMB6) - KN-m Units



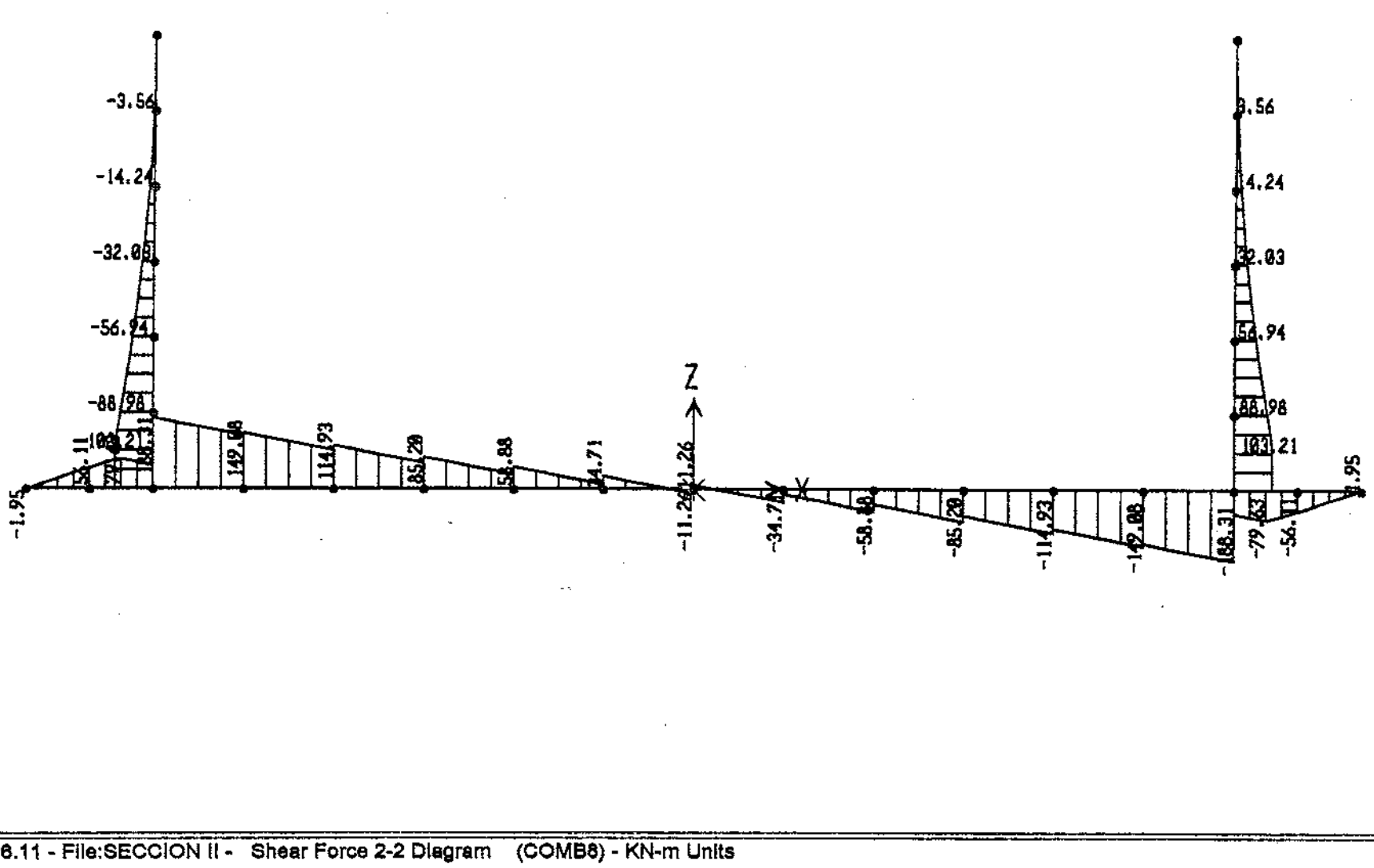
SAP2000 v6.11 - File:SECCION II B - Moment 3-3 Diagram (COMB7) - KN-m Units



SAP2000 v6.11 - File:SECCION II B - Shear Force 2-2 Diagram (COMB7) - KN-m Units



SAP2000 v6.11 - File:SECCION II - Moment 3-3 Diagram (COMB8) - KN-m Units



SAP2000 v6.11 - File:SECCION II - Shear Force 2-2 Diagram (COMB8) - KN-m Units

Acuerdo Mínimos EHE

Losa: $A_c = 1{,}00 cm^2/m$

$\rho \geq 1{,}8‰$

$A_s \geq 18{,}0 cm^2/m \rightarrow 9{,}00 cm^2$ en cada cara

Se disponen, como mínimo $\phi 16$ a 0,20

Acuerdo mínimo para evitar rotura frágil tras la fisuración:

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

Debe aumentarse el armado dispuesto hasta $\phi 20$ a 0,20 en todas las caras

Muros:

Armadura horizontal con puntas cada $\leq 7{,}50 m$

$$\rho \geq \frac{3{,}2‰}{2} = 1{,}6‰$$

$A_c = 0{,}75 cm^2/m \rightarrow A_s \geq 12 cm^2/m$ — 6,00 cm²/m en cada cara

— $\phi 12$ a 0,20 (5,655 cm²/m)

Armadura vertical

$\rho \geq 0{,}9‰$

$A_c = 0{,}75 cm^2/m$ $A_s \geq 6{,}75 cm^2/m$ + la cuota de cabeza con la armadura dispuesta

ZONA DE ENTRADA AL TUNEL (LADO CASTELLÓN)

Zona a cielo abierto Sección tipo (III)

Se sitúa el pie con rasante a la cota $z = 0{,}00 m$

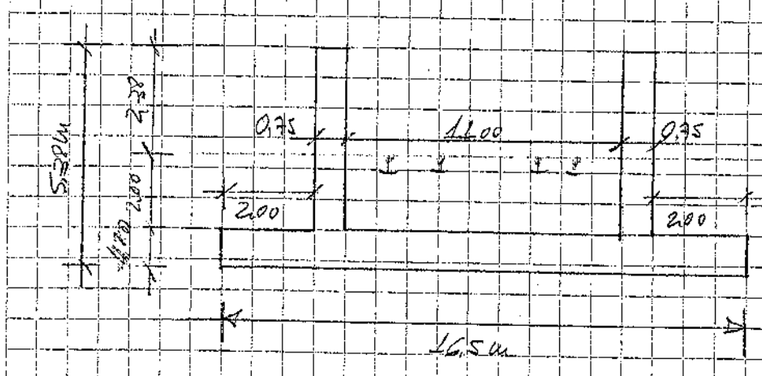
En la entrada al fondo túnel PK = 706 240,000 $z = -1{,}07 m$

$$-1{,}07 + \frac{706240 - PK}{1000} \cdot 15 = 0{,}00 \rightarrow PK \leq 706+168{,}667 m$$

Cota en el PK 706 168,667

$$-7{,}59 + \frac{(706\,674{,}368 - 706\,168{,}667)}{1000} \cdot 15 = 0{,}00 m$$ OK

GEOMETRÍA



El NF próximo se toma a la cota +2,00 m

Can Tunis 29-Dic-2003

COMPROBACIÓN DE LA SEGURIDAD A FLOTACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Peso total:

$A = 26,37\ m^2$

$V = 26,37\ m^3/m$

$g_1 = V \cdot \gamma = 2637 \times 25\ kN/m^3 = 659,25\ kN/m$ (65,9 Tn/m)

Empuje vertical del agua

Volumen de agua desalojado $V = 69,8\ m^3/m$

$E = 69,8\ m^3/m \cdot 10\ kN/m^3 = 698\ kN/m$

Peso de tierras sobre los talones:

Densidad sumergida de las tierras $\gamma = 10\ kN/m^3$

Densidad seca de las tierras $\gamma = 20\ kN/m^3$

$g_2\ tierras = [1,00 \times 2,00 \times 4,38 \times 10\ kN/m^3] = 87,6\ kN/m$

$g_2\ tierras = 175,2\ kN/m$

Factor de seguridad frente a flotación:

$$R = \frac{0,9\,(659,25 + 175,2)}{1,5\,(698)} = \frac{751,005}{1047,0} = 0,717 < 1 \rightarrow$$ Hay problemas de flotación

HAY QUE MANTENER EL DRENAJE HASTA QUE SE RELLENE EL INTERIOR DE LA SECCIÓN CON HORMIGÓN ADECUADO

Can Tunis 29-Dic-2003

Teniendo en cuenta el peso de hormigón pobre

$h = 2,00 - 0,623 = 1,377\ m \simeq 1,35\ m$

El volumen de relleno es

$V = 1,35\ m^2 + 11,00 = 14,85\ m^3/m$

$V = 14,85\ m^3/m$

$g_2\ relleno = 14,85 \times 22 = 241,55\ kN/m$

El factor de seguridad a la flotación queda como:

$$F_s = \frac{0,9\,(659,25 + 175,2 + 241,55)}{1,5\,(698)} = \frac{1058,4}{1047} = 1,011 \geq 1,0$$ (OK)

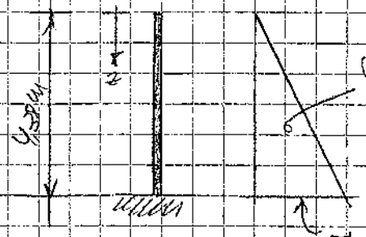
Para los valores característicos de las cargas, el factor de seguridad es:

$F_s = 1,011 \times 1,5/0,9 = 1,685 = 1,2 \rightarrow$ Cumple la recomendación sobre algún tipo de situación (Ref 05-94)

El factor de seguridad adicional del 1,00 estimado, para el que fuese en cuenta que falta el peso de balasto + losa + traviesas por lo que el factor de seguridad a flotación será algo mayor para la estructura en servicio.

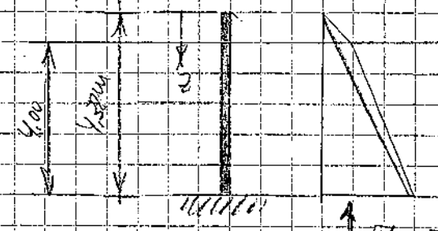
DETERMINACIÓN DEL EMPUJE DE TIERRAS Y AGUA:

Ver hoja ⑥ de sección tipo (T) → $K_a = 0.538$



$\sigma_h = \gamma \cdot z \cdot k_a$ TERRENO SECO

$\sigma_h = 20 \cdot 4,28 \cdot 0,538 = 47,13 \text{ KN/m}^2$



$\sigma_h = 28,56 \text{ KN/m}^2$

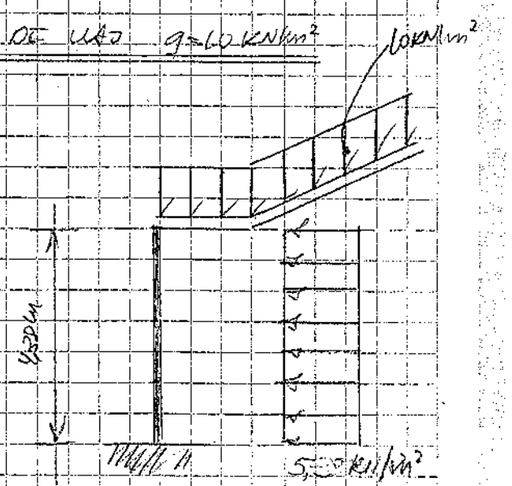
$\sigma_w = 43,7 \text{ KN/m}^2$

Hay una pequeña diferencia en toma todo como mojado. Sin embargo la toma el N.F hasta arriba

DETERMINACIÓN DEL EMPUJE DE LA SC DE USO $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$q = 10 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_h = q \cdot k_a = 10 \cdot 0,538 = 5,38 \text{ KN/m}^2$



⑨

ACCIÓN DEL TRÁFICO FERROVIARIO (según EIAE)

Ver hoja ⑧ del cálculo de la sección tipo (T)

VERIFICACIONES GEOTÉCNICAS:

ACCIONES:

- Peso propio ✓
- Tierras – Empujes
  - Peso tierras ✓
- Agua – Empujes
  - Subpresión
  - Peso agua
- Cargas permanentes (s/ Instrucción 3/2)
- Tráfico ferroviario
- cc en el terraplén

INTERACCIÓN CON EL TERRENO

Coeficiente de balasto considerado $K_b = 100000 \text{ KN/m}^3$ ($K_{30000 \text{ Tn/m}^3}$)

- Observación: El peso de tierras sobre las trincas contará en los casos en tensiones efectivas y tensiones totales → No diferencian las hipótesis de cargas en realidad por las hipótesis con agua y para las hipótesis sin agua

⑤

Can Tunis

29-01-2003

RIGIDECES DE LOS MUELLES QUE SIMULAN EL CONTACTO CON EL TERRENO

Coeficiente de balasto $K_b = 10000\ KN/m^3$

Rigidez del muelle equivalente $K_M = K_b \cdot A$

A: Área tributaria del nodo

Tipo	A [m²/m]	K_M [KN/m/m]
1	0,2959	2959
2	0,7917	7917
3	0,8855	8855
4	0,9792	9792

Ver página siguiente

COMPROBACIÓN DE CARGAS APLICADAS / CONTROL DE REACCIONES

G_1: RSAP = 681,75 KN/m — G_1 = 659,25 KN/m (E=3,3%) OK!

$G_{2\,tramo}$: RSAP = 350,4 KN/m — $G_{2\,tramo}$ = 350,4 KN/m OK!

$G_{2\,nudo}$: RSAP = 385 KN/m — $G_{2\,nudo}$ = 348,4 KN/m ⊛ OK!

Subpres.: RSAP = 858 KN/m — Subpres. = 858 KN/m OK!

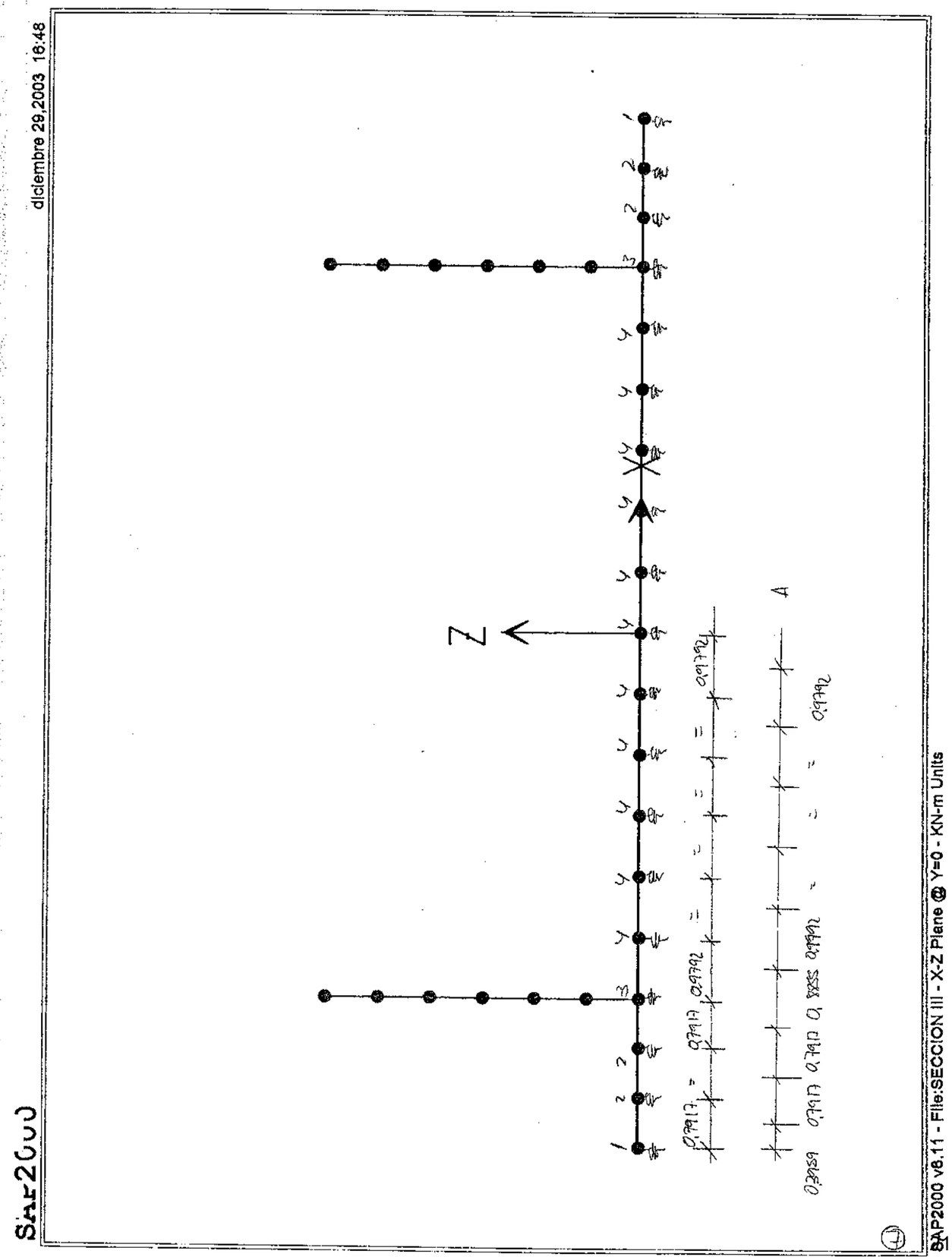
Tráfico: RSAP = 1925 KN/m — $R_{tráfico}$ = 173,97 KN/m (**) OK!

⊛ En el modelo también se ha tenido en cuenta el peso de Balasto + vías $0,7 \times 11 \times 18\ KN/m^3 = 138,6\ KN/m \Rightarrow$ 1,26 $G_{2\,nudo}$ (factor adicional)

(**) Del lado seguro se toma un valor de tráfico algo mayor

Todas OK!

6



7

VERIFICACIONES GEOTÉCNICAS

Hipótesis:

a) Máxima reacción en los extremos

COMB1: $G_1 + G_{2\,terreno} + G_{2\,mfr} + E_{Ahum} + E_{Aagua} + tráfico\ a\ 1\ lado + E_{Asc}$ ⊛

i) Muelle extremo $\sigma = \frac{46,29}{0,8959} = 116,92\ kN/m^2$ $\sigma = 1,19\ kg/cm^2$

ii) Muelle adyacente $\sigma = \frac{90,46}{0,7917} = 114,26\ kN/m^2$ $\sigma = 1,14\ kg/cm^2$

iii) Muelle hasta hueco $\sigma = \frac{96,96}{0,8855} = 109,49\ kN/m^2$ $\sigma = 1,22\ kg/cm^2$

iv) Muelle hueco $\sigma = \frac{103,41}{0,9792} = 105,61\ kN/m^2$ $\sigma = 1,06\ kg/cm^2$

Tensiones bajas en el terreno OK!

Obs 1: Sin tener en cuenta los empujes del terreno (del lado izquierdo) → COMB2 (es muy importante)

⊛ No puede haber relleno de tierra hasta no tener el relleno interior de hormigón ptpo

i) $\sigma = \frac{49,23}{0,2959} = 124,25\ kN/m^2$ $\sigma = 1,24\ kg/cm^2$

ii) $\sigma = \frac{96,96}{0,7917} = 122,47\ kN/m^2$ $\sigma = 1,22\ kg/cm^2$

iii) $\sigma = \frac{103,41}{0,8855} = 116,77\ kN/m^2$ $\sigma = 1,19\ kg/cm^2$

iv) $\sigma = \frac{113,85}{0,9792} = 116,27\ kN/m^2$ $\sigma = 1,16\ kg/cm^2$

Obs 2: todos los muelles están comprimidos

b) Máxima reacción en el centro (1X)

COMB3: $G_1 + G_{2\,terreno} + G_{2\,mfr} + E_{Ahum} + E_{Aagua} + tráfico\ a\ ambos\ lados + E_{Asc}$ ⊛

⊛ Comprobación del lado seguro, puesto que no se tiene en cuenta el subpresión que existe en este caso

El terreno está totalmente comprimido

Muelle central $\sigma = \frac{102,37}{0,9792} = 104,57\ kN/m^2$ $\sigma = 1,25\ kg/cm^2$

En el resto de muelles las reacciones son menores que en el caso anterior → Las tensiones en el terreno también serán menores

c) Reacción mínima sobre el terreno (en un extremo (1X))

c1) COMB4: $G_1 + G_{2\,terreno} + Subpresión + E_{Ahum} + E_{Aagua} + G_{2\,mfr}$ ⊛

⊛ No puede haber relleno de tierra ni sobre del NT hasta que no haya relleno interior de infraestructura del lado seguro se considera $0,00 \cdot G_{2\,mfr}$

Está totalmente comprimido con tensiones bajas sobre el terreno

c2) COMB5: $G_1 + G_{2\,terreno} + Subpresión + E_{Ahum} + E_{Aagua} + G_{2\,mfr} + Tráfico$ (Si hay tráfico hay balasto + vías)

También está totalmente comprimido con tensiones bajas en el terreno

Cam Tunel 29-07-2003

Tensiones medias maximas en el terreno

$G_1 + G_{2\,terreno} + G_{2\,viga} + tráfico$

(El resto de acciones no tienen resultante vertical)

Resultantes R

g_1:	65,25 kN/m
$g_{2\,terreno}$:	350,4 kN/m
$g_{2\,viga}$:	325 + 138,6 kN/m
tráfico:	2x174 kN/m
Total:	1884,25 kN/m

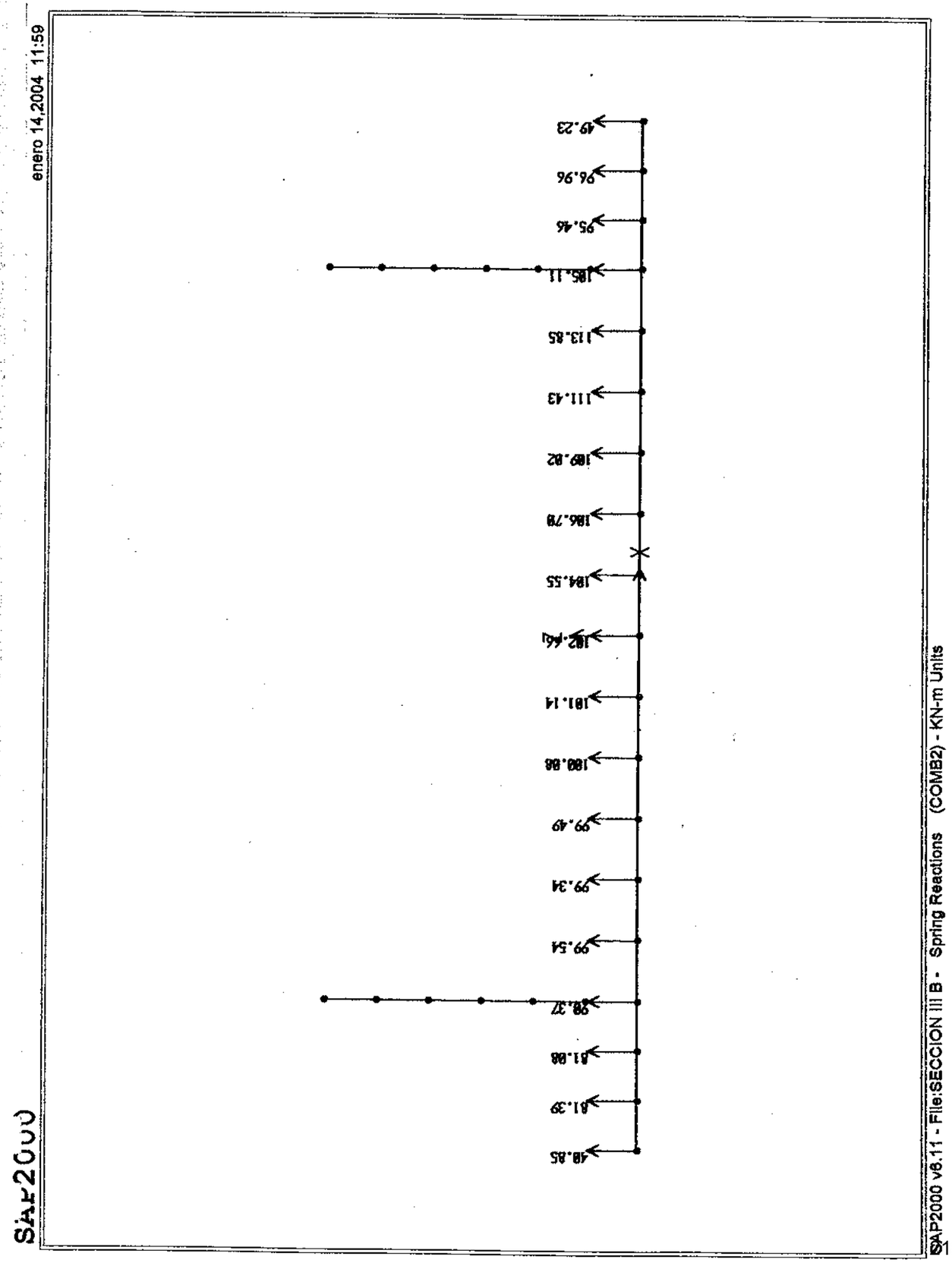
$A = 16,5\ m^2/m$

Tensión media maxima: $\sigma_{med} = \frac{1884,25}{16,5} = 114,02\ kN/m^2$

$\sigma_{med} = 1,14\ kg/cm^2$

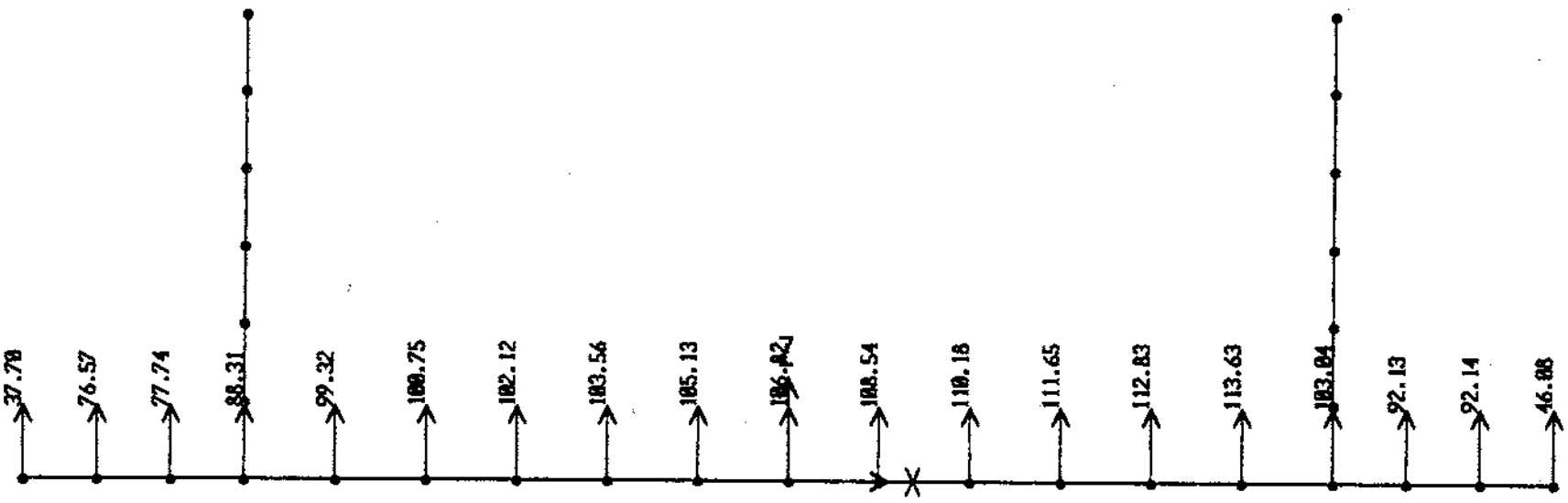
SI HAY ESTABILIDAD GLOBAL DE LA ESTRUCTURA LAS TENSIONES NORMALES SON ADMISIBLES

(10)



SAP2000

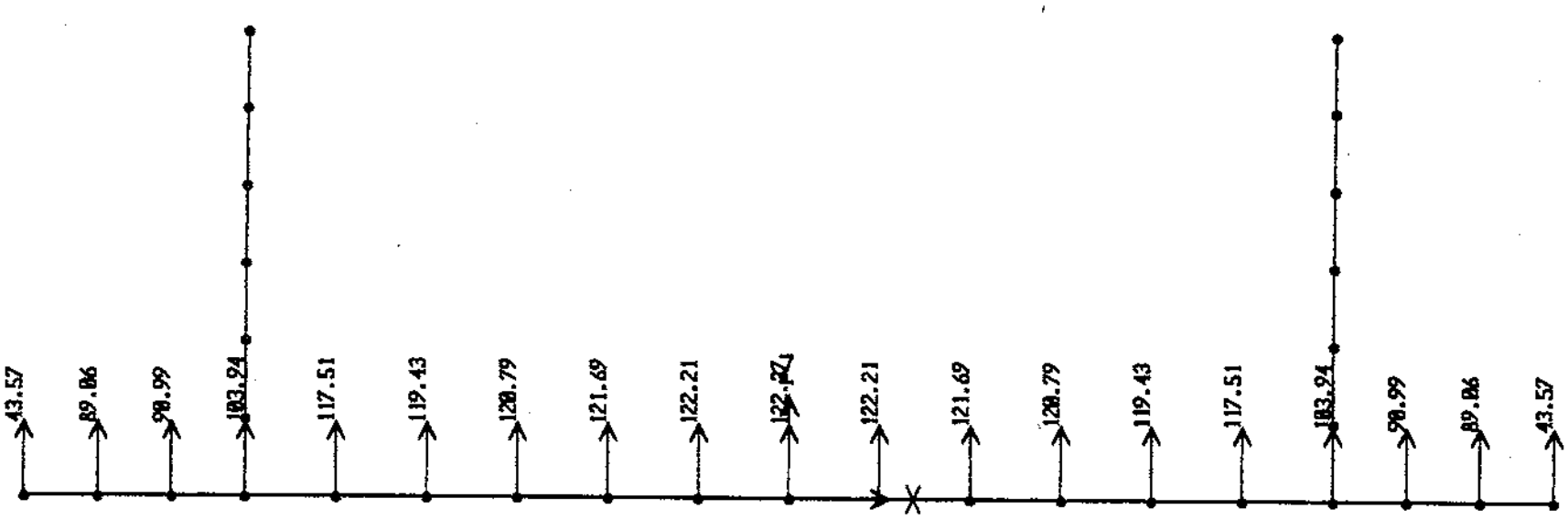
enero 14,2004 11:58



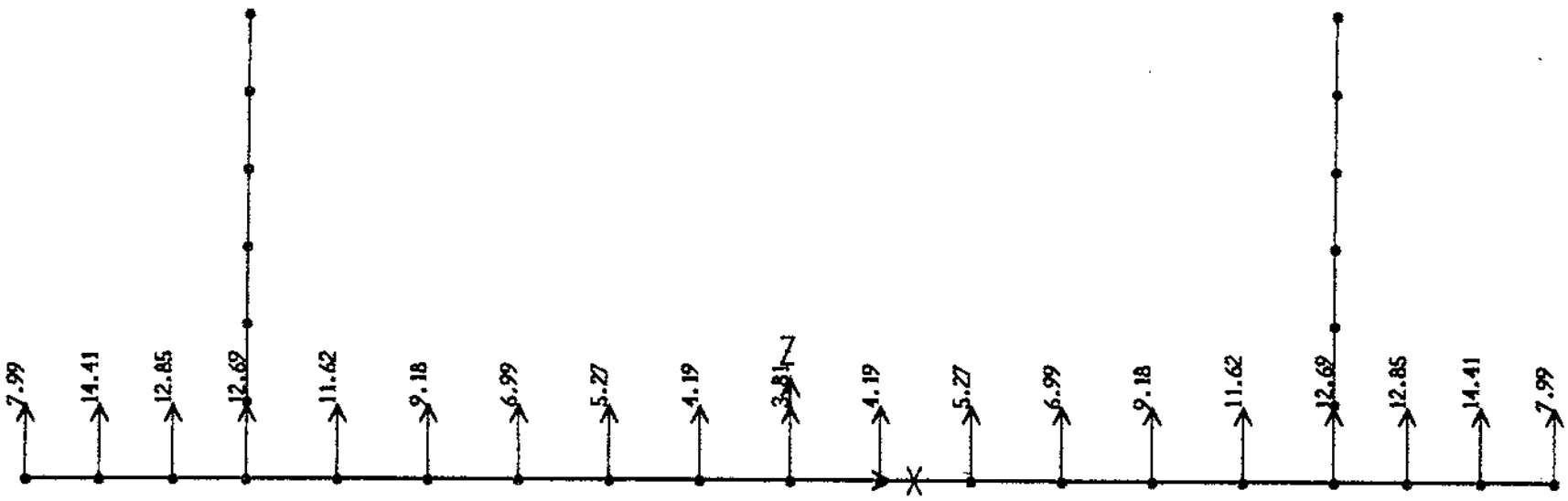
SAP2000 v6.11 - File:SECCION III B - Spring Reactions (COMB1) - KN-m Units

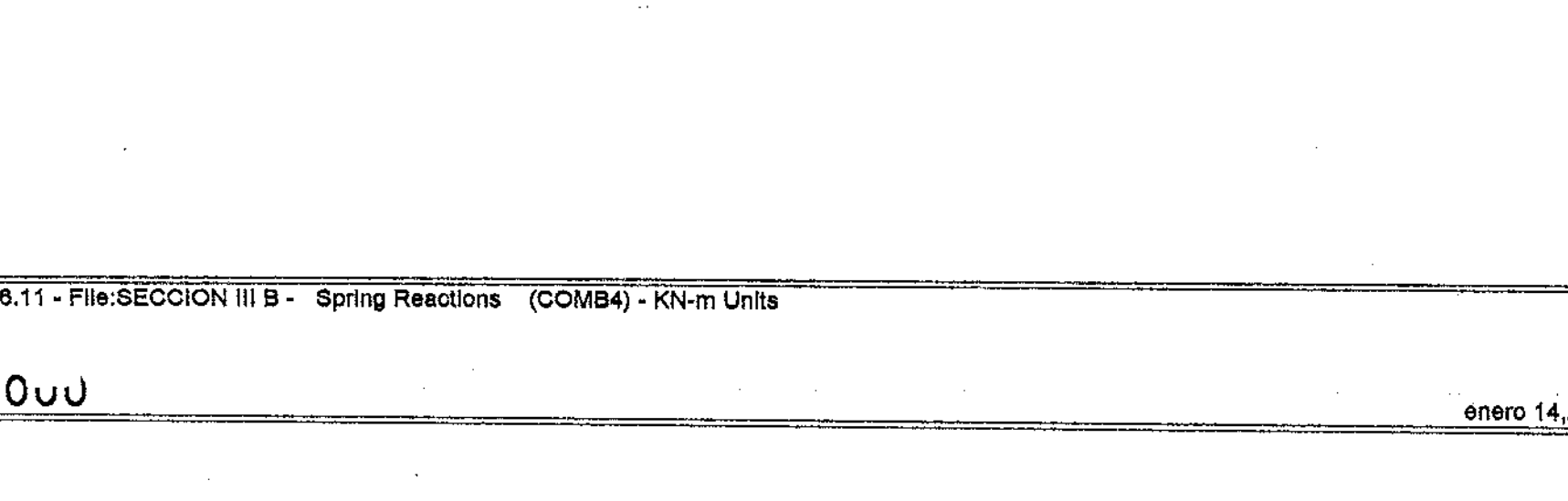
SAP2000

enero 14,2004 11:59



SAP2000 v6.11 - File:SECCION III B - Spring Reactions (COMB3) - KN-m Units


7.99
14.41
12.85
12.69
11.62
9.18
6.99
5.27
4.19
3.81
4.19
5.27
6.99
9.18
11.62
12.69
12.85
14.41
7.99


15.88
31.82
33.48
39.35
45.88
47.90
49.75
51.53
53.30
56.71
58.15
59.27
59.99
60.28
47.87
47.39
23.45

SECCIÓN TRANSVERSAL Z=0.00

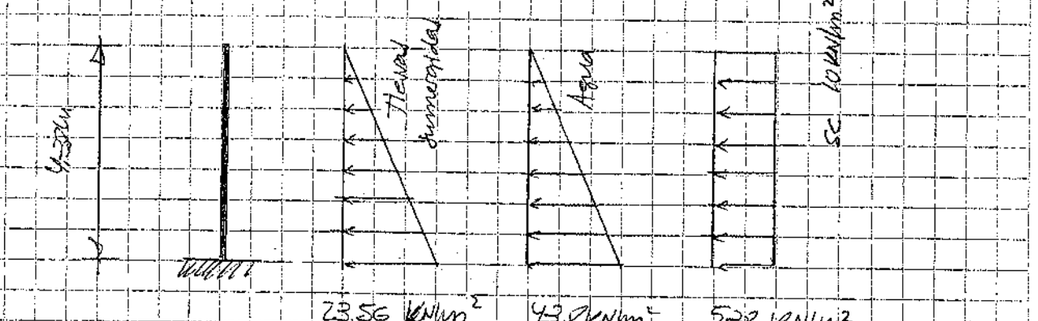
ANCHOS TRIBUTARIOS [m2]:	CARGAS [kN]				
	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5
0.3959	37.70	40.85	43.57	7.99	15.08
0.7917	76.57	81.39	89.06	14.41	31.82
0.7917	77.74	81.08	90.99	12.85	33.48
0.8855	88.31	90.37	103.94	12.69	39.35
0.9992	99.32	99.54	117.51	11.62	45.88
0.9992	100.75	99.34	119.43	9.18	47.90
0.9992	102.12	99.49	120.79	6.99	49.75
0.9992	103.56	100.08	121.69	5.27	51.53
0.9992	105.13	101.14	122.21	4.19	53.30
0.9992	106.82	102.66	122.37	3.81	56.06
0.9992	108.54	104.55	122.21	4.19	56.71
0.9992	110.18	106.70	121.69	5.27	58.15
0.9992	111.65	109.02	120.79	6.99	59.27
0.9992	112.83	111.43	119.43	9.18	59.99
0.9992	113.63	113.85	117.51	11.62	60.20
0.8855	103.04	105.11	103.94	12.69	54.09
0.7917	92.13	95.46	90.99	12.85	47.87
0.7917	92.14	96.96	89.06	14.41	47.39
0.3959	46.08	49.23	43.57	7.99	23.45

	TENSIONES EN EL TERRENO [kgf/cm2]				
0.3959	0.95	1.03	1.10	0.20	0.38
0.7917	0.97	1.03	1.12	0.18	0.40
0.7917	0.98	1.02	1.15	0.16	0.42
0.8855	1.00	1.02	1.17	0.14	0.44
0.9992	0.99	1.00	1.18	0.12	0.46
0.9992	1.01	0.99	1.20	0.09	0.48
0.9992	1.02	1.00	1.21	0.07	0.50
0.9992	1.04	1.00	1.22	0.05	0.52
0.9992	1.05	1.01	1.22	0.04	0.53
0.9992	1.07	1.03	1.22	0.04	0.56
0.9992	1.09	1.05	1.22	0.04	0.57
0.9992	1.10	1.07	1.22	0.05	0.58
0.9992	1.12	1.09	1.21	0.07	0.59
0.9992	1.13	1.12	1.20	0.09	0.60
0.9992	1.14	1.14	1.18	0.12	0.60
0.8855	1.16	1.19	1.17	0.14	0.61
0.7917	1.16	1.21	1.15	0.16	0.60
0.7917	1.16	1.22	1.12	0.18	0.60
0.3959	1.16	1.24	1.10	0.20	0.59

Can Tunis — 29-Oct-2003

DIMENSIONAMIENTO EN ELU.

1) HASTIALES



RESULTANTE	51,60	95,92	23,56
MOM. EMPOTR.	75,34	140,04	51,61

Momento de empotramiento:

$M_d = 1,50\,(75,34 + 140,04 + 51,61) = 400,485$ kNm/m

Dimensionamiento con programa BASIC

Recubrimiento mecánico en la cara exterior $r = 0,07 + 0,012 + \frac{0,020}{2} = 0,092$ m

Se toma recubrimiento mecánico $r = 0,095$ m

$A_s \geq 14,87$ cm²/m → Se cubre con $\phi 20$ c 0,20

En cortante (Dimensionamiento con programa Basic)

$V_d = 1,5\,(51,60 + 95,92 + 23,56) = 256,62$ kN/m

$A_s = 15,71$ cm²/m (en fracción)

$A_{tt} = 3,41$ cm²/m

Tomando el cortante a 1 canto útil del apoyo

(Si tomo el cortante a 0,50 m de cara del apoyo (directo)

$V_d = 1,50(40,50 + 75,272 + 20,87) = 204,96$ kN/m

dimensionamiento con programas BASI

$A_{s1/2} = 0$ cm²/m ← No hace falta armadura de cortante

Cortante último en armadura de cortante $V_{cu} = 211,9$ kN/m

muy similar al cortante de diseño

Se disponen cercos φ10 en planos a 0,20 entre 1ºs 0,90 m

III LOSA DE CIMENTACIÓN:

1) Máximos positivos bajo el hastial

$\frac{135,136}{1,836}$

COMB6: $1,25 G_1 + 1,00 G_{2\,HOR} + 1,35 G_{2\,INTRADOS} + 1,50 E_{AGUA} + 1,50 E_{EQUA} + 1,50 E_{BASE} + 1,50 t_{ÁTICO\,I}$

$M_d = 561,29$ kN.m/m

Dimensionamiento con programas BASI

Se disponen hormigones en limpieza para la ejecución en la cota (cambio IIa)

$\frac{0\ 0\ 0\ 0}{}$ $\begin{matrix}+0,025\\+0,012\\+0,03\end{matrix}$ $r = 0,055$ m

Se toma $r = 0,06$ m (Recubrimiento mecánico)

$A_s \geq 11,65$ cm²/m → Se cubre con $\boxed{\Phi 20 \text{ c } 0,20}$

la cuantía mínima para cantos rotura frágil tras la fisuración es mayor (→ Ver pág 13)

EN CORTANTE

$V_d = 168,75$ kN/m (en cada cajeo, cota en promedio y es el máximo)

$A_s = 15,71$ cm²/m → armadura en tracción

$A_{s1/2} = 0$ cm²/m ← No hace falta armadura de cortante

2) Máximo negativo junto al hastial

COMB7: $1,00 G_1 + 1,50 G_{2\,HOR} + 1,50 E_{TERR} + 1,50 E_{AGUA} + 1,50 E_{BASE} + 1,00 G_{2\,INTR} + 1,50 t_{ÁTICO\,D}$

⊗ No se puede colocar el trasdós hasta no tener el relleno de la impermeabilización (pero sí toma en cada cajeo pero sí influye la diferencia es pequeña → No es limitante frente a cuantía mínima)

$M_d = 249,56$ kN.m/m

Dimensionamiento con programas BASI ($r = 0,10$ m (Recubrimiento mecánico)

$A_s \geq 5,29$ cm²/m

Se cubre con $\Phi 12$ c 0,20 (pero la cuantía mínima para cantos falso frágil tras la fisuración es mayor)

$A_s \geq 0,04 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1,2 \text{ cm}^2/\text{m} \frac{25/1,5}{500/1,15} = \boxed{18,4 \text{ cm}^2/\text{m}}$

$\boxed{\text{Se dispone } \Phi 20 \text{ c } 0,20 + \Phi 16 \text{ c } 0,40}$ → Se debe disponer en ambas caras

Cam Tunn 20-02-2003

EN CORTANTE

Vd = 216,15 KN/m ← En el cortante en el apoyo (en todo seguro, no es limitante)

Armadura en tracción → As = 20,7375 cm²/m

Atl = 0 cm²/m ← No hace falta armadura de cortante

En el voladizo Vd = 197,58 KN/m (< 216,15)

As = 20,7375 cm²/m

Atl = 0 cm²/m ← No hace falta armadura de cortante

3) Máximo negativo entre nervios

COMB 8: 1,35 G1 + 1,50 G2 tierra + 1,50 Empuje + 1,00 Tablero

Si hay paso de tierras desde todos empuje

En teoría no puede haber relleno de tierras si no hay relleno interior con hormigón pobre (contrastructura) por esta condición no la consideramos estructural en ELU flexión

Md = -598,33 KN.m/m

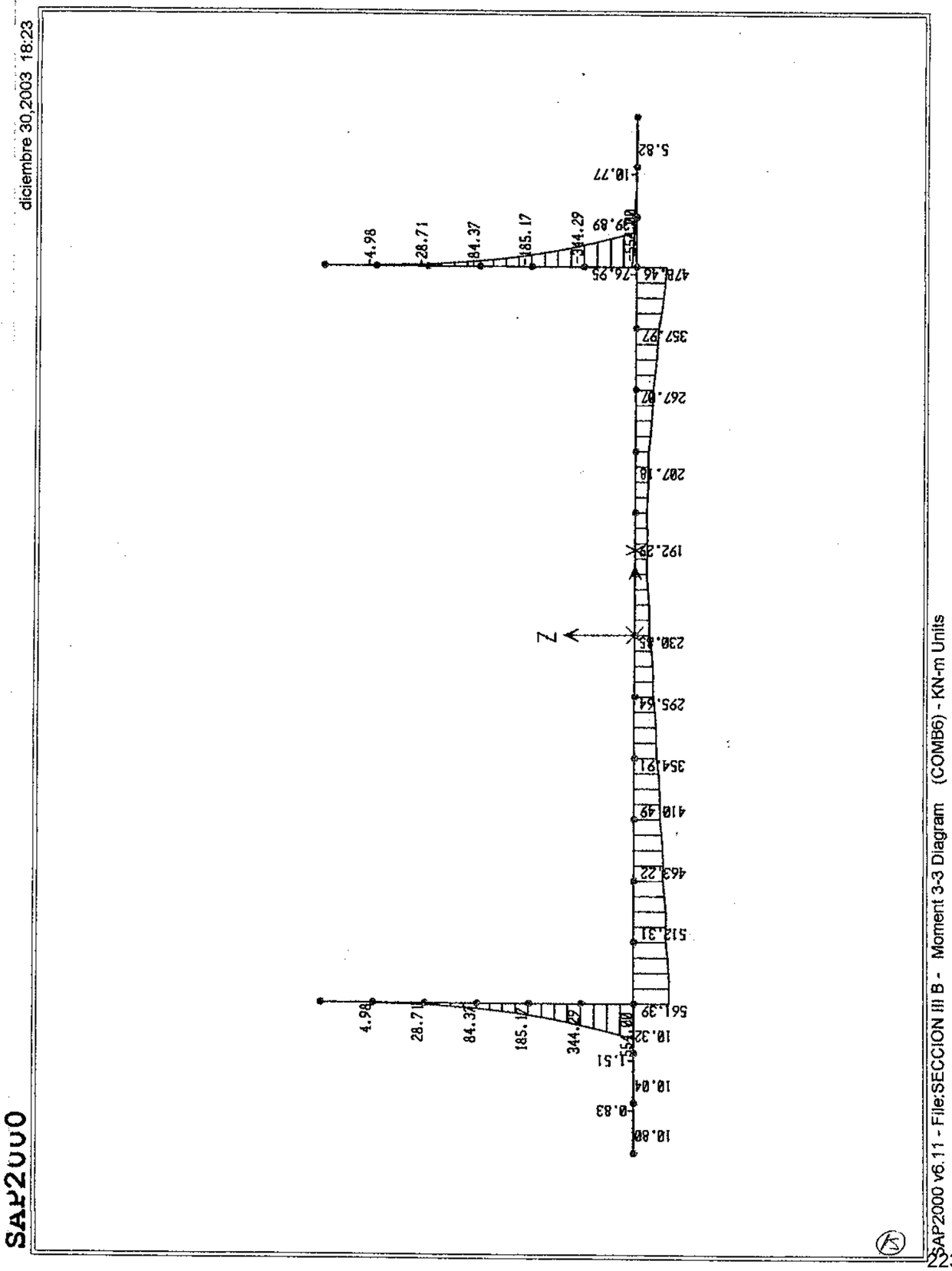
Dimensionamiento con programas BASE (recubrimiento mecánico r = 0,06m)

As = 12,89 cm²/m ← cubre con la cuantía mínima para evitar rotura frágil tras la fisuración

En cortante Vd = 231,45 KN/m ← en el mismo apoyo (del lado seguro no es limitante)

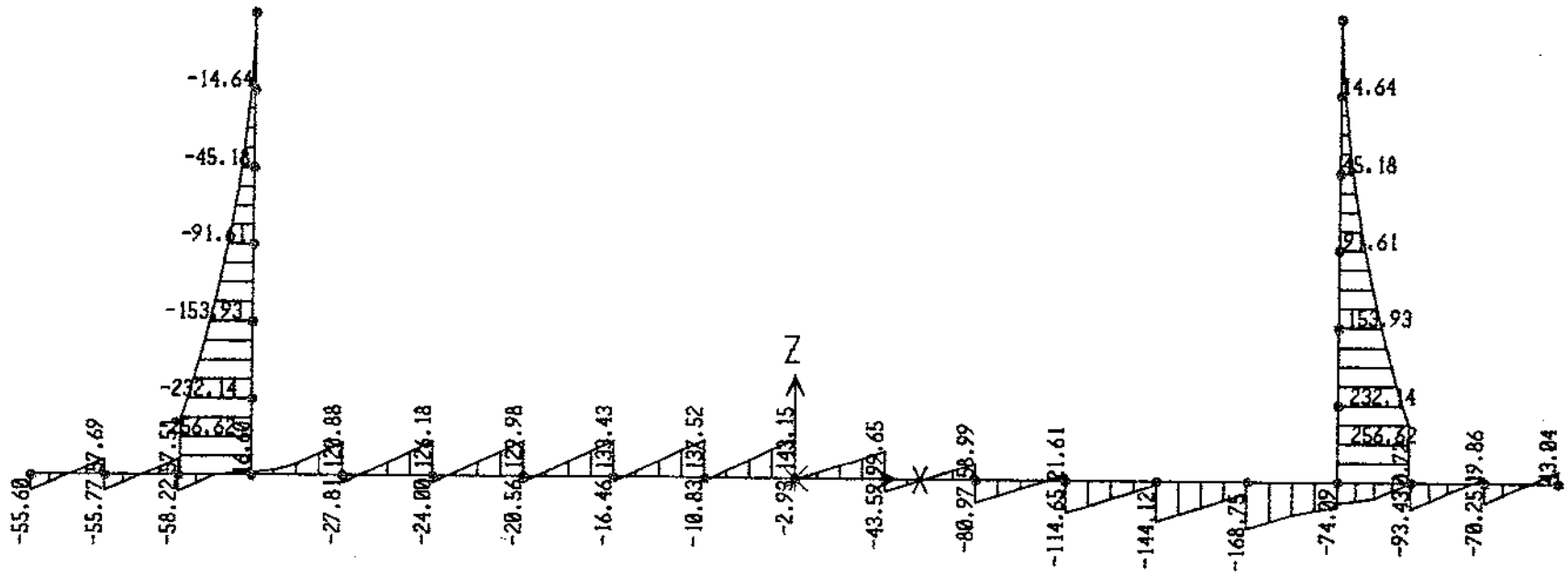
As = 20,74 cm²/m

Atl = 0 cm²/m ← No hace falta armadura de cortante



SAP2000

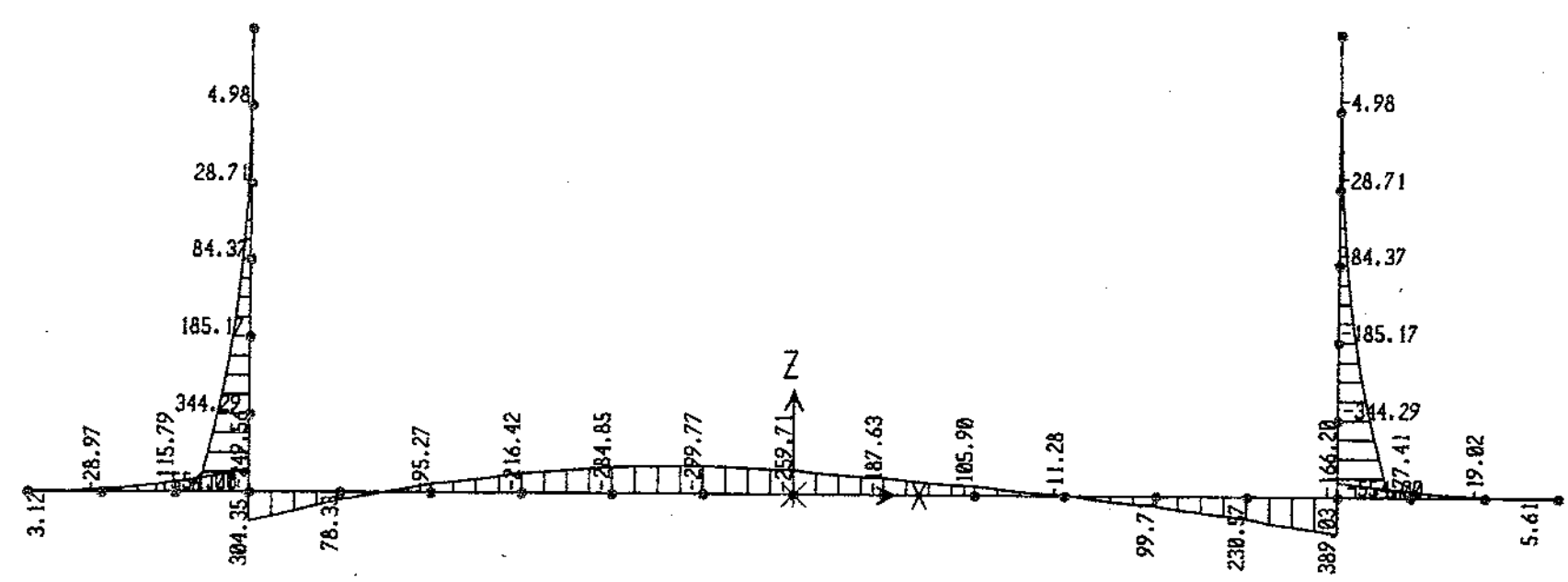
diciembre 30,2003



SAP2000 v6.11 - File:SECCION III B - Shear Force 2-2 Diagram (COMB6) - KN-m Units

SAP2000

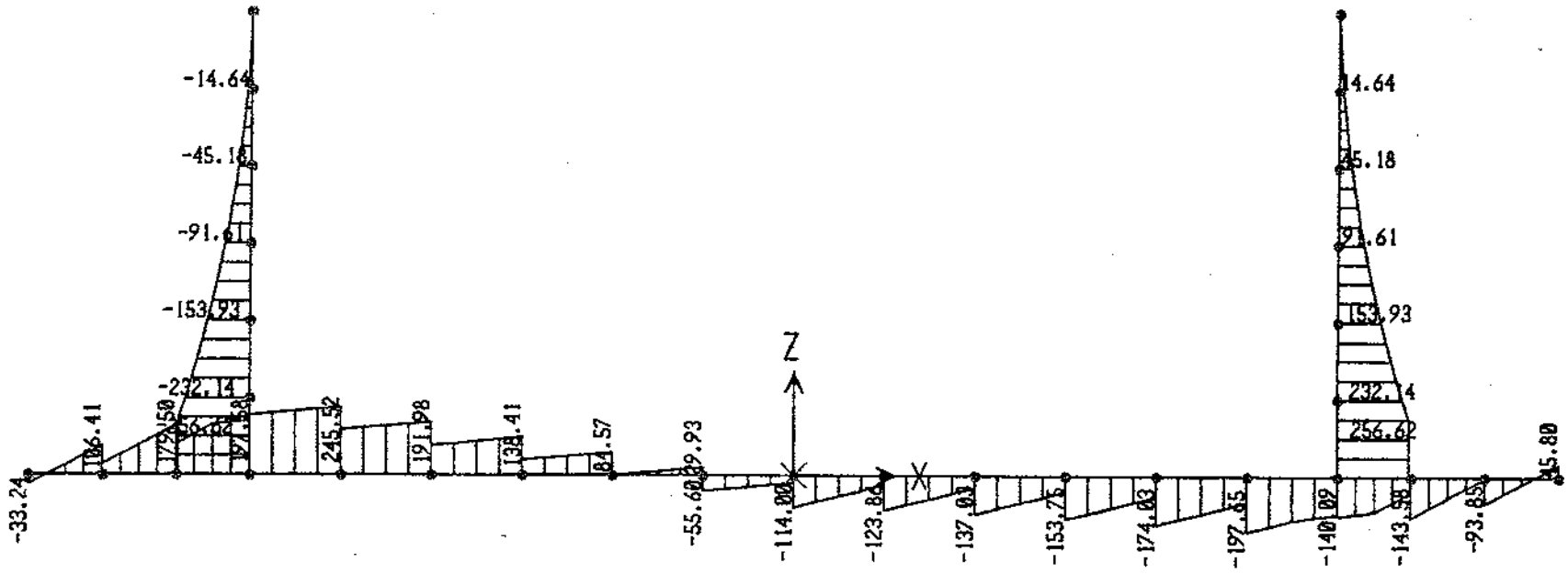
diciembre 30,2003 18:23



SAP2000 v6.11 - File:SECCION III B - Moment 3-3 Diagram (COMB7) - KN-m Units

SAP2000

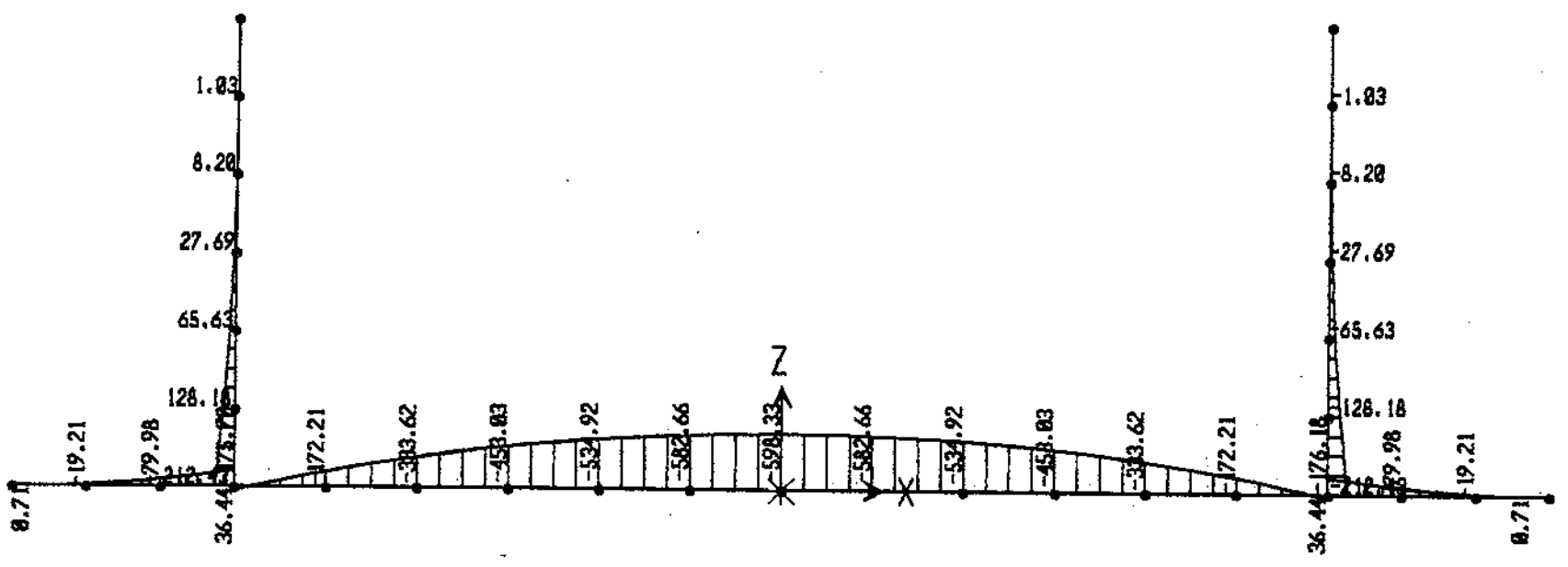
diciembre 30,2003 1



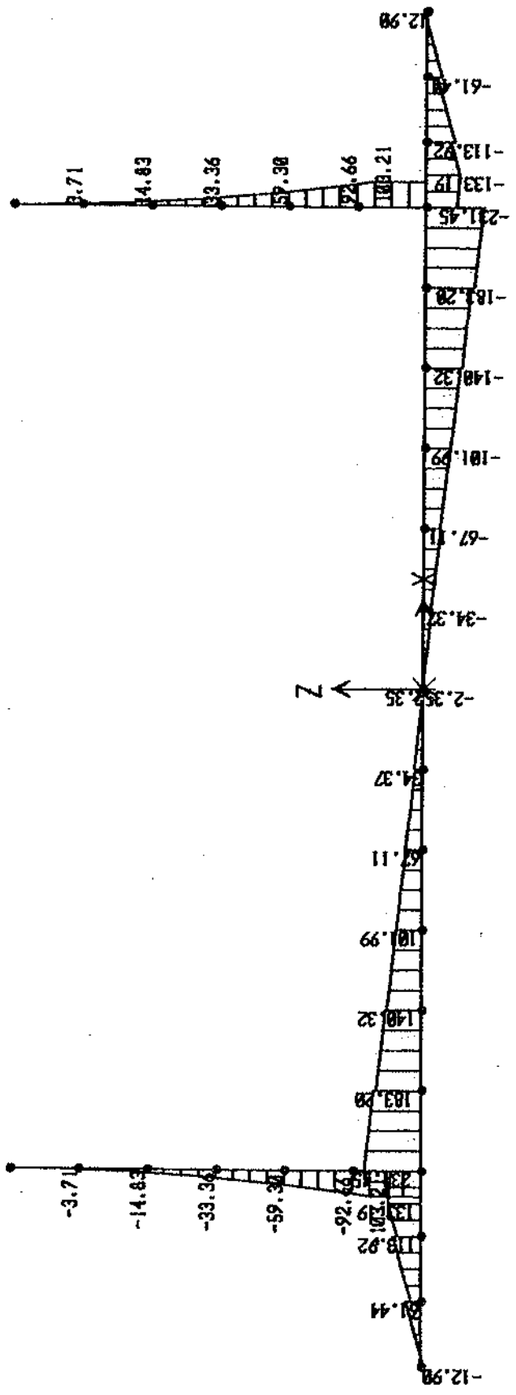
SAP2000 v6.11 - File:SECCION III B - Shear Force 2-2 Diagram (COMB7) - KN-m Units

SAP2000

diciembre 29,2003 18:12



SAP2000 v6.11 - File:SECCION III - Moment 3-3 Diagram (COMB8) - KN-m Units



Can Tunis

29-Dic-2003

Cuantías mínimas EHE

Losa: Cuantía mínima geométrica 1,2‰

$A_c = 1,20 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_c \geq 21,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ → 10,8 cm²/m en cada cara (Se cubre con la armadura dispuesta)

Cuantía mínima para evitar rotura frágil tras la fisuración

$A_c \geq 0,04\, A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 120 \cdot \frac{25/1,5}{500/1,15} = 18,40 \text{ cm}^2/\text{m}$

— trasdós fachada $\phi 20 a 0,20 + \phi 16 a 0,40$

HASTIALES: Cuantía mínima geométrica como muro

armadura horizontal $\frac{3,2‰}{2} = 1,6‰$

$A_s \geq 0,75 + \frac{1,6}{1000} = 12 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← $\phi 16$ a 0,20

Armadura vertical

$A_s \geq \frac{0,9}{1000} 0,75 = 6,75 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← como mínimo $\phi 16 a 0,20$

Cuantía mínima para evitar la rotura frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04\, A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 0,75 \frac{25/1,5}{500/1,15} = 11,5 \text{ cm}^2$

(Se cubre con la armadura dispuesta)

21

ZONA DE ENTRADA AL TÚNEL (CAN CASTELLBELL)

Zona a cielo abierto Sección tipo (IV)

La boca del pk con rasante a la cota Z=+2,00m

En todo el tramo a cielo abierto la pendiente longitudinal es constante del 5%

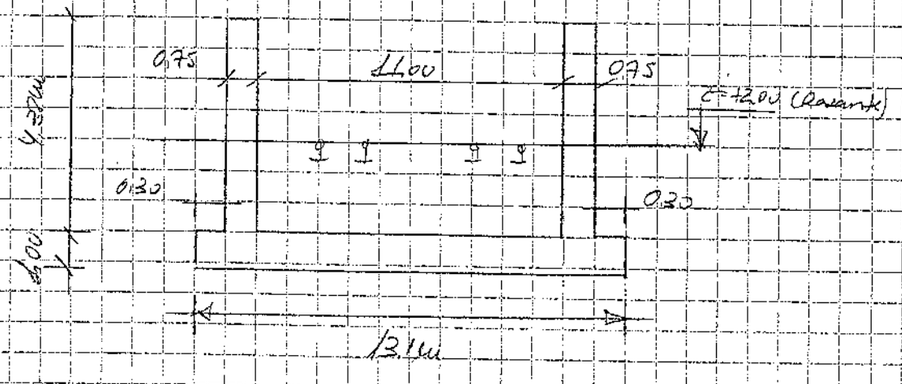
En la entrada del falso tunel PK= 706+240,000 se tiene Z=-1,07m

$$-1{,}07 + \frac{706\,240 - PK}{1000} \cdot 150 = +2{,}00 \rightarrow PK = 706+035{,}333$$

Cota en el PK 706+035,333

$$-7{,}59 + \frac{706\,674{,}268 - 706\,035{,}333}{1000} \cdot 15 = 1{,}996\,m \approx 2{,}00m$$

GEOMETRIA:



El NF piezom. se toma a la cota +2,00m

COMPROBACIÓN DE LA SEGURIDAD A FLOTACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Peso total:

$A = 19{,}67\,m^2$

$V = 19{,}67\,m^2/m$

$g_1 = 19{,}67\,m^2/m \cdot 25\,KN/m^3 = 491{,}75\,KN/m$ (49,2 Tn/m)

Empuje vertical del agua

Volumen de agua desalojado: $V = 39{,}1\,m^2/m$

$E = 39{,}1\,m^2/m \cdot 10\,KN/m^3 = 391\,KN/m$

Peso de tierras sobre talones:

Densidad aparente de las tierras $\gamma = 10\,KN/m^3$

Densidad sat de las tierras $\gamma = 20\,KN/m^3$

$g_{2\,tierras} = [1{,}00 \times 0{,}30 \times 2{,}00 \cdot 10\,KN/m^3] + [1{,}00 \times 0{,}20 = 1{,}38 \cdot 20\,KN/m^3] =$

$= 20{,}28\,KN/m$

$g_{2\,tierras} = 2 \cdot 20{,}28 = 40{,}56\,KN/m$

Factor de seguridad frente a flotación

$$FS = \frac{0{,}9(491{,}75 + 40{,}56)}{1{,}5(391)} = \frac{479{,}08\,KN/m}{574{,}5\,KN/m} = 0{,}8338 < 1$$

Hay problemas de flotación

HAY QUE EJECUTAR EL RELLENO DEL INTRADÓS CON HORMIGÓN ANTES DE RELLENAR EL TRASDÓS

Teniendo en cuenta el peso de hormigón pobre

$h = 2,00 - 0,623 = 1,377 m \approx 1,35 m$

El peso de relleno es:

$L = 1,35 \times 2 = 4,85 m^2$

$V = 4,85 m^3/m$

$P_{relleno} = 4,85 m^3/m \cdot 22 kN/m^3 = 241,55 kN/m$

El factor de seguridad a la flotación queda:

$$FS = \frac{0,9(491,75 + 40,56 + 241,55)}{1,5(281)} = \frac{726,47}{527,5} = 1,376 \geq 1 \quad (OK!)$$

No hay posibles de flotación

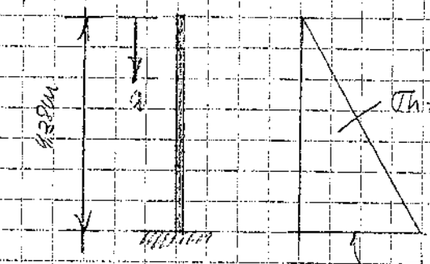
Para valores característicos de las acciones, el Factor de Seguridad es:

$FS = 1,376 \cdot 1,5/0,9 = 2,294 \geq 1,2$ → Cumple las Recomendaciones para estructuras sea en gravedad (RJM 04-95)

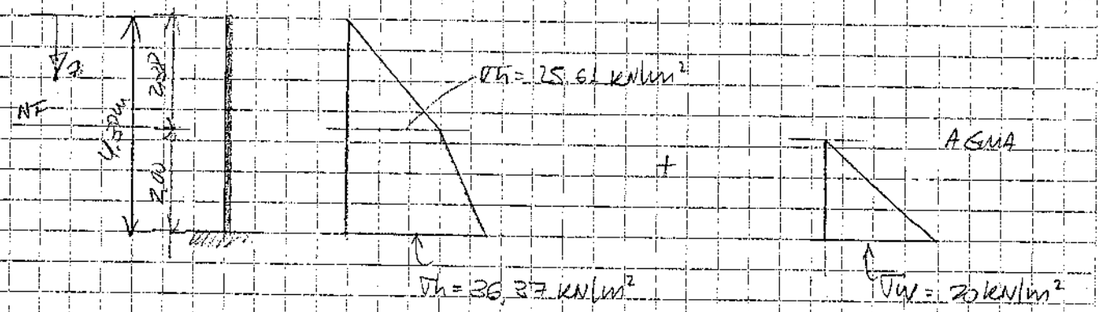
El factor de seguridad adicional es poco menor que 1, pero falta el peso de balasto y de vías traviesas, etc por lo que el factor de seguridad real a flotación es mayor para la estructura en servicio.

DETERMINACIÓN DEL EMPUJE DE TIERRAS Y AGUAS

Ver hoja 6 de sección tipo (I) — $K_a = 0,532$



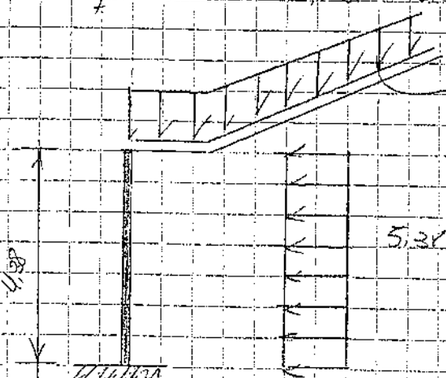
$Th = 20 \cdot 4,28 \cdot 0,532 = 47,13 kN/m^2$



DETERMINACIÓN DEL EMPUJE DE LA SC DE USO $q = 10 kN/m^2$

$q = 10 kN/m^2$

$Th = q \times K_a = 10 \times 0,532 = 5,32 kN/m^2$



Cam Tunnel — 30-Oct-2003

ACCIÓN DEL TRÁFICO FERROVIARIO (Según RIADF)

Ver hoja 8 del cálculo de la sección tipo (T)

VERIFICACIONES GEOTÉCNICAS

ACCIONES

+ Peso propio ✓

+ Tierras — Empujes ✓
— Peso tierras ✓

+ Agua — Empujes ✓
— Subpresión
— Peso agua ✓

+ Cargas permanentes (+ Infraestructura de vía) ✓

+ Tráfico ferroviario ✓

+ Sismo en el terraplén ✓

INTERACCIÓN CON EL TERRENO

Coeficiente de balasto considerado k_b = 10000 kN/m³
($1kg = 1000 T/m^3$)

Obs: El peso de tierras obtenido en los casos de tener terreno seco y terreno sumergido (= tierras + agua) no se distorsiona en las hipótesis + la misma carga es válida para las hipótesis con agua y para las hipótesis sin agua

Cam Tunnel — 30-Diciembre-2003

RIGIDECES DE LOS MUELLES QUE SIMULAN EL CONTACTO CON EL TERRENO

Coeficiente de balasto k_b = 10000 kN/m³

Rigidez del muelle equivalente $K_m = k_b \cdot A$

A: Área tributaria de cada nudo

TIPO	A [m²]	K_m [kN/m/m]	
1	0,3375	3375	Ver página siguiente
2	0,8271	8271	
3	0,9792	9792	

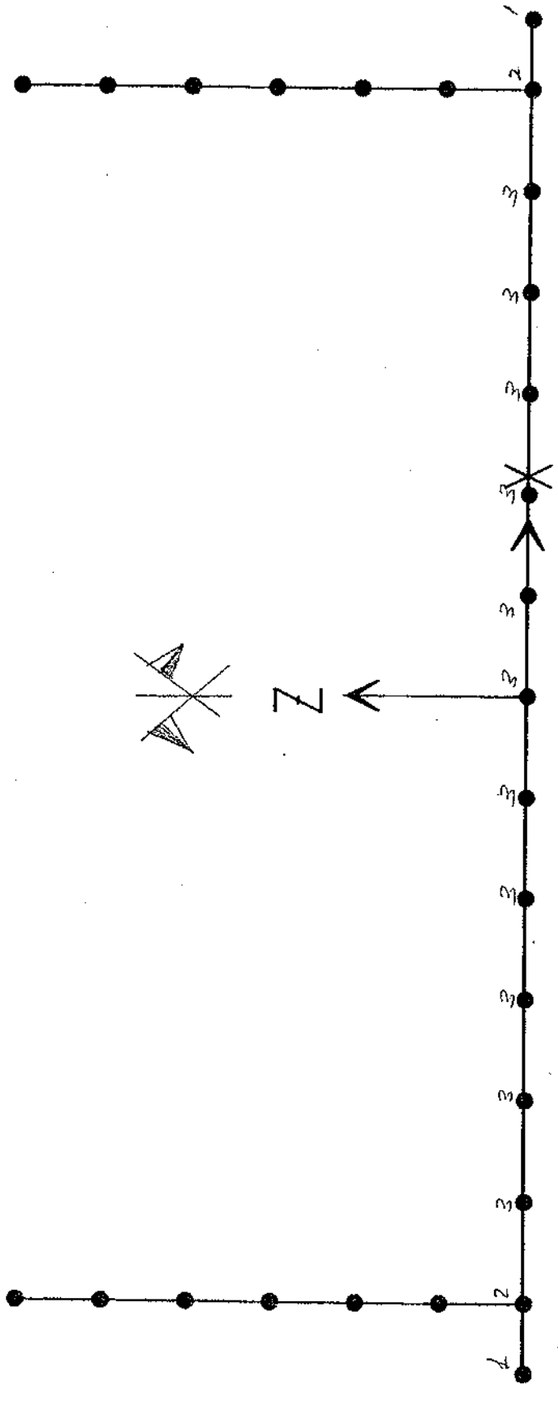
COMPROBACIÓN DE CARGAS APLICADAS / CONTROL DE REACCIONES

G_1:	R_{SAP} = 510 kN/m	— G_1 = 491,75 kN/m	(ε = 3,7‰) OK!
$G_{1\,tierras}$	R_{SAP} = 52,6 kN/m	— $G_{1\,tierras}$ = 52,56 kN/m	OK!
$G_{2\,int}$	R_{SAP} = 385 kN/m	— $G_{2\,int}$ = 348,4 kN/m	⊛
Subpres.	R_{SAP} = 393 kN/m	— Subpres. = 393 kN/m	OK!
Tráfico	R_{SAP} = 1925 kN/m	— R_{trf} = 1723,97 kN/m	(⊛⊛)

⊛ En el modelo tenemos la losa tenida en cuenta el peso del balasto + vías $0,7 \times 11 \times 18\,kN/m^3$ = 138,6 kN/m/m → 1,36 G_2

(⊛⊛) Si la losa del lado seguro

Factor adicional cuando es desfavorable


N
0,675
0,9792
0,9792
0,9792

b) Máxima reacción en el centro (V)

COMB 2: G_1 + G_2 tierras + G_2 inf + Empuje + Empuje agua + tráfico a ambos lados + Empuje

El terreno está totalmente comprimido

Tensión vertical $\sigma = \frac{115,31}{0,9792} = 117,76$ KN/m² $\sigma = 1,18$ kg/cm²

En el resto de unidades las resultantes son menores que en los casos anteriores — las tensiones también serán menores

c) Reacción máxima sobre el terreno (un extremo) (—|—)

c1) COMB 4: G_1 + G_2 tierras + Subpresión + Empuje + Empuje agua + Empuje + G_2 inf ⊗

⊗ no puede haber relleno de tierras si no hay relleno interior

Está totalmente comprimido con tensiones bajas en el terreno (OK!)

c2) COMB 5: G_1 + G_2 tierras + Subpresión + Empuje + Empuje agua + Empuje + G_2 inf + tráfico 0 ← si hay tráfico hay balasto + vía

Está totalmente comprimido con tensiones bajas en el terreno

(OK)

(9)

Tensiones unitarias máximas en el terreno

G_1 + G_2 tierras + G_2 inf + Tráfico

(El resto de acciones no forman resultante vertical)

Combinación B

g_1: 491,75 KN/m

g_2 tierras: 52,56 KN/m

g_2 inf: 385 + 138,6 KN/m

Tráfico: 24,174 KN/m

Total: 1.915,91 KN/m

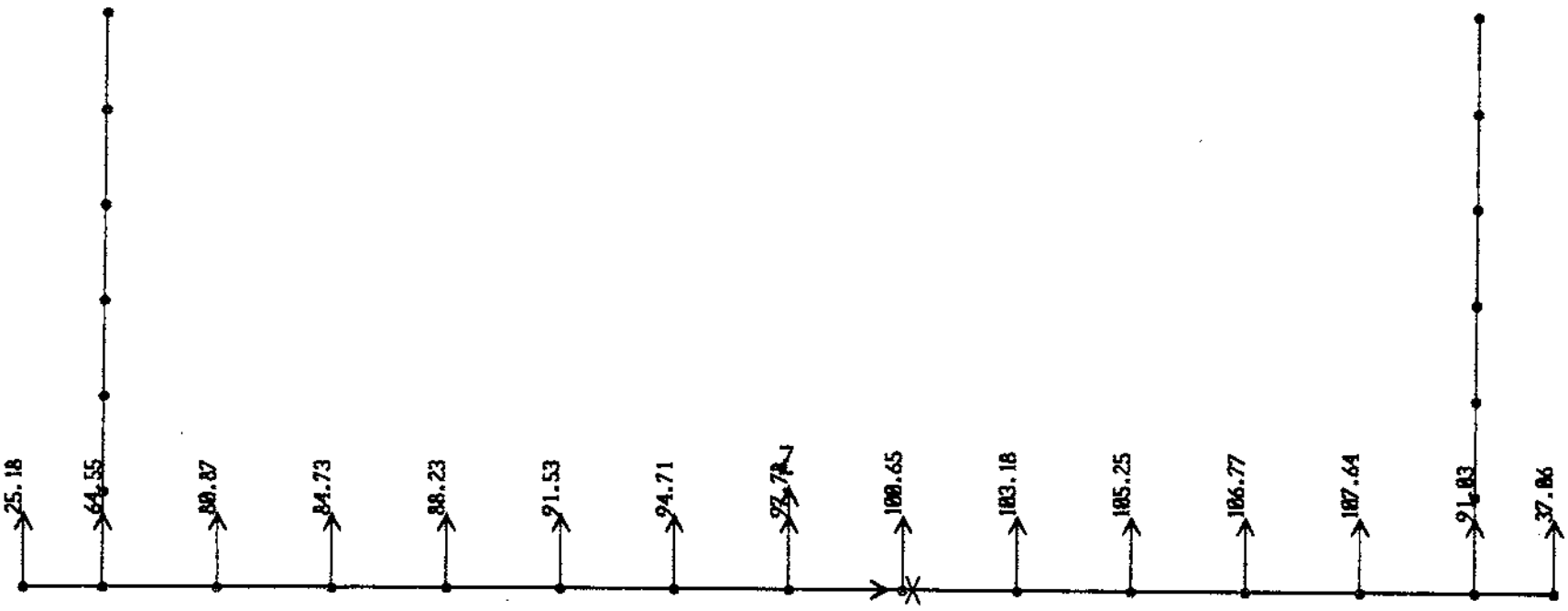
A = 13,1 m²/m

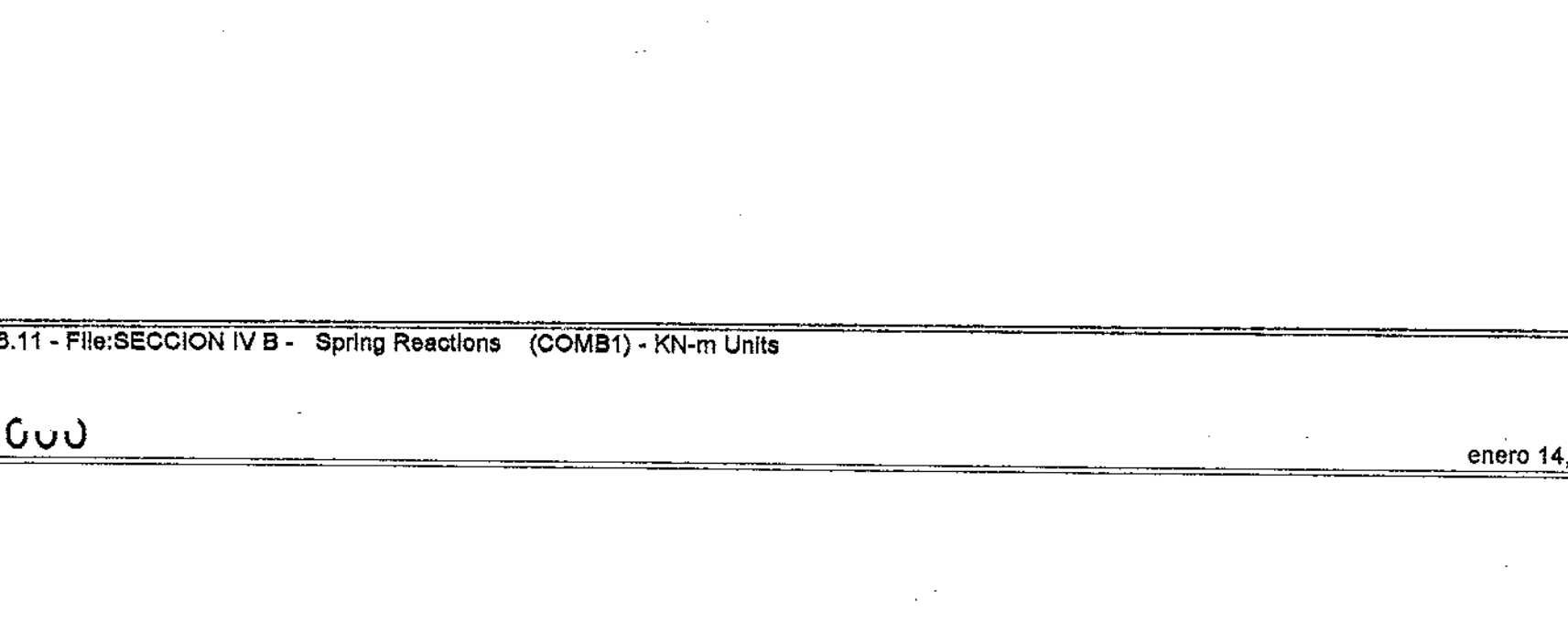
Tensión media máxima: $\sigma_{med} = \frac{1.415,91}{13,1} = 108,08$ KN/m²

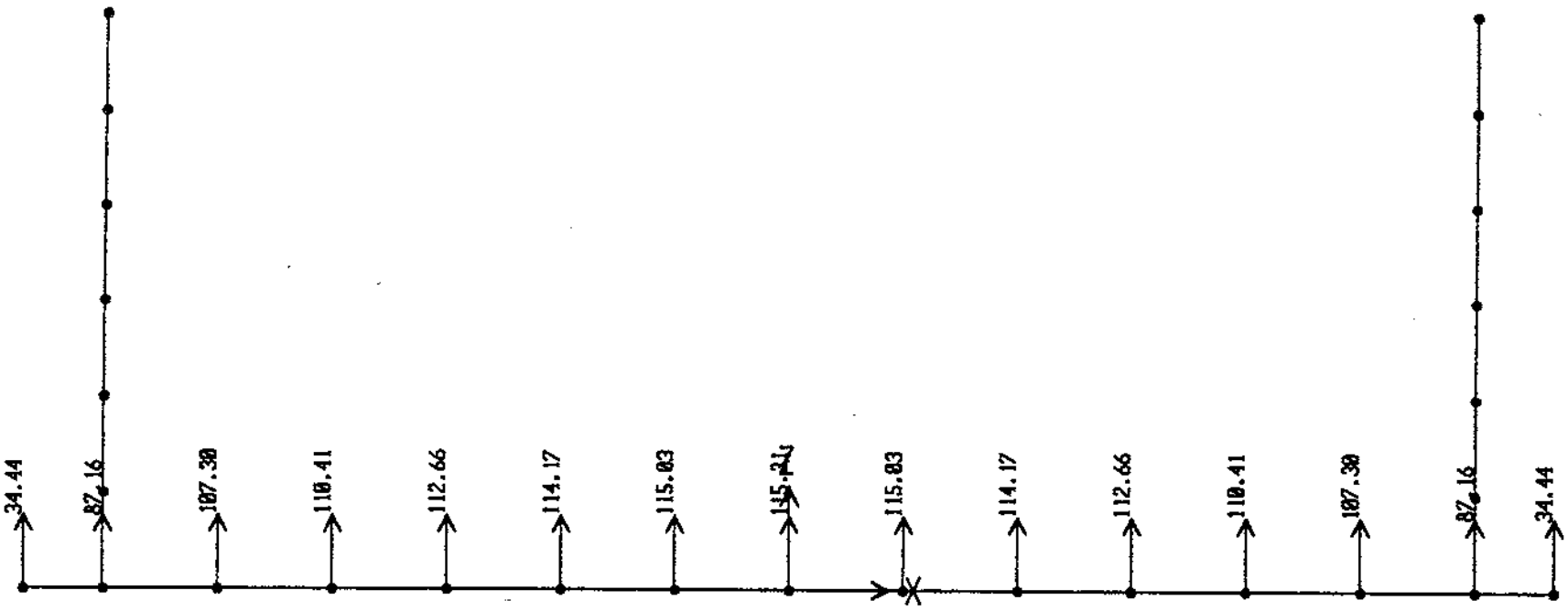
$\sigma_{med} = 1,08$ kg/cm²

Si hay estabilidad global de la estructura las tensiones normales sobre el terreno son admisibles

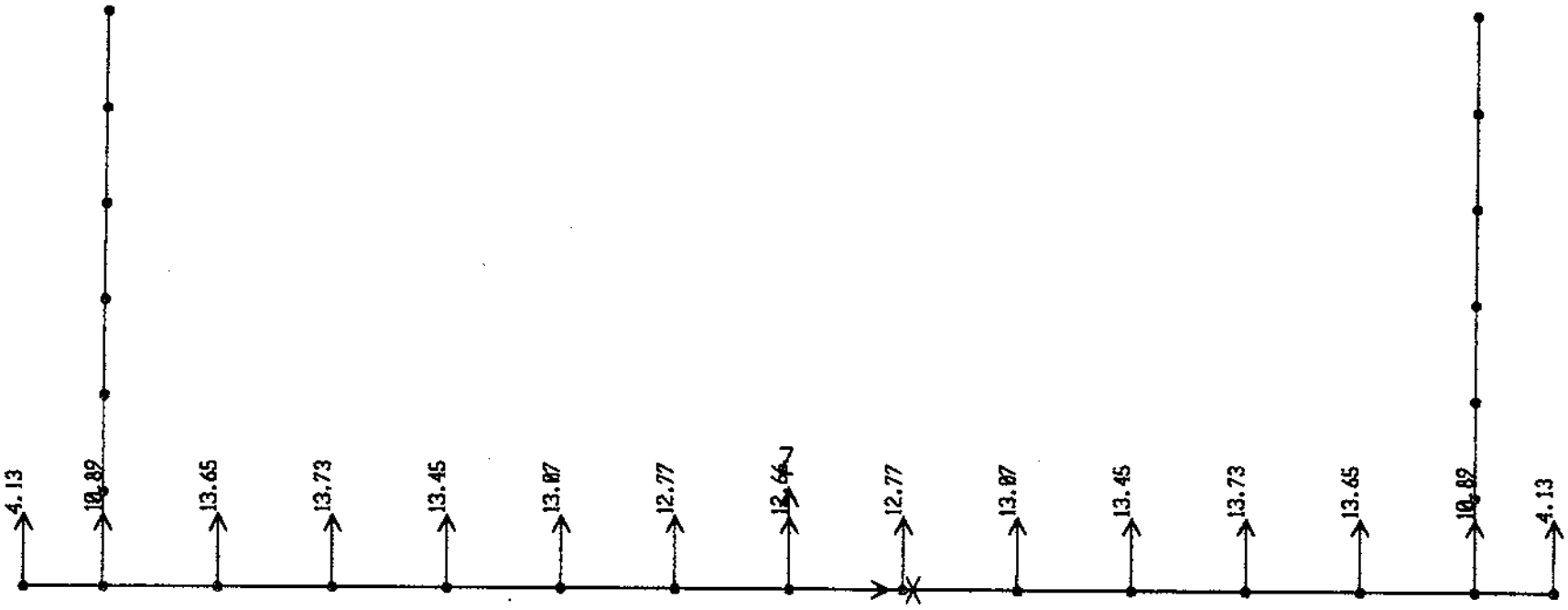
(10)

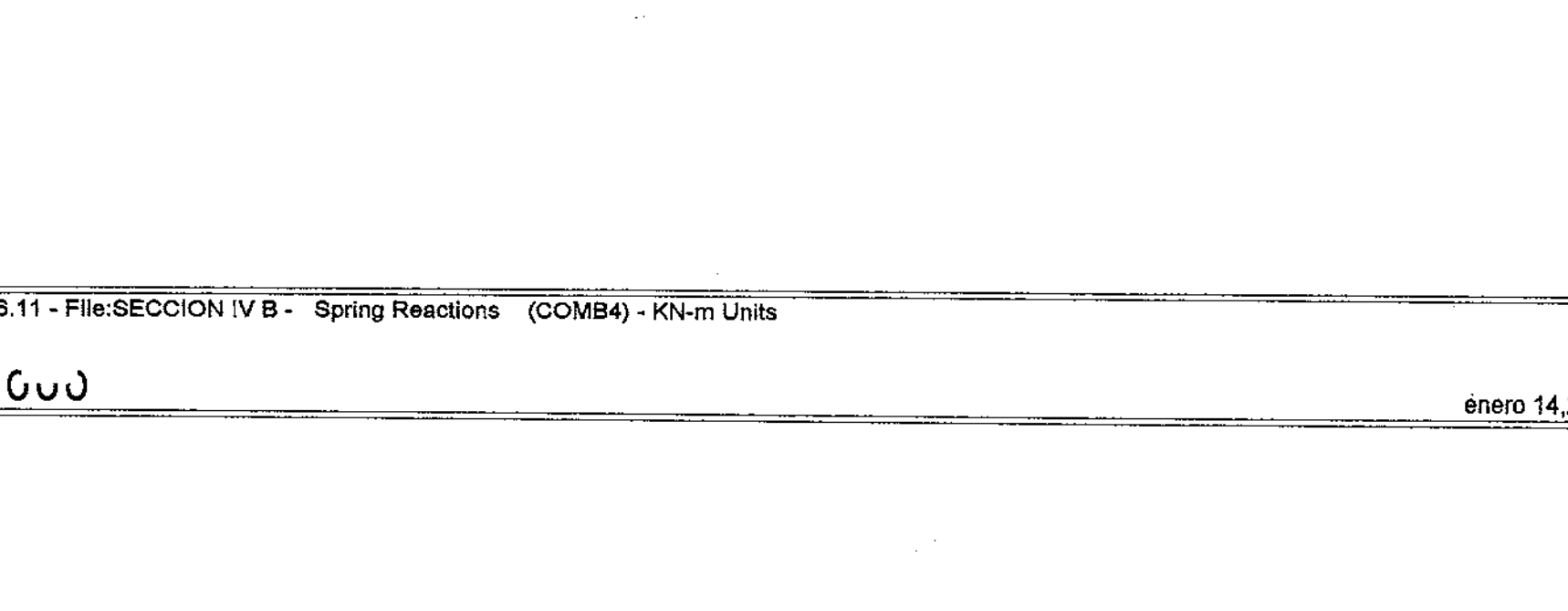

25.18
64.55
80.87
84.73
88.23
91.53
94.71
97.78
100.65
103.18
105.25
106.77
107.64
91.83
37.86


28.57
78.43
84.84
84.92
86.17
87.91
90.17
92.94
96.12
99.56
103.19
106.96
110.82
96.90
40.45



SAP2000 v6.11 - File:SECCION IV B - Spring Reactions (COMB3) - KN-m Units


4.13
10.82
13.65
13.73
13.45
13.87
12.77
12.66
12.77
13.87
13.45
13.73
13.65
10.82
4.13


11.85
30.41
41.14
45.49
49.31
52.80
56.09
58.29
62.84
64.45
66.33
67.53
67.92
56.88
22.93

SECCIÓN TRANSVERSAL Z=2.00

ANCHOS TRIBUTARIOS [m2]:

CARGAS [kN]

	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5
0.344	25.18	28.57	34.44	4.13	11.05
0.6875	64.55	70.43	87.16	10.89	30.41
0.9792	80.87	84.04	107.3	13.65	41.14
0.9792	84.73	84.92	110.41	13.73	45.49
0.9792	88.23	86.17	112.66	13.45	49.31
0.9792	91.53	87.91	114.17	13.07	52.80
0.9792	94.71	90.17	115.03	12.77	56.09
0.9792	97.78	92.94	115.31	12.66	59.20
0.9792	100.65	96.12	115.03	12.77	62.04
0.9792	103.18	99.56	114.17	13.07	64.45
0.9792	105.25	103.19	112.66	13.45	66.33
0.9792	106.77	106.96	110.41	13.73	67.53
0.9792	107.64	110.82	107.3	13.65	67.92
0.6875	91.03	96.90	87.16	10.89	56.88
0.344	37.06	40.45	34.44	4.13	22.93

0.344
0.6875
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.9792
0.6875
0.344

TENSIONES EN EL TERRENO [kgf/cm2]

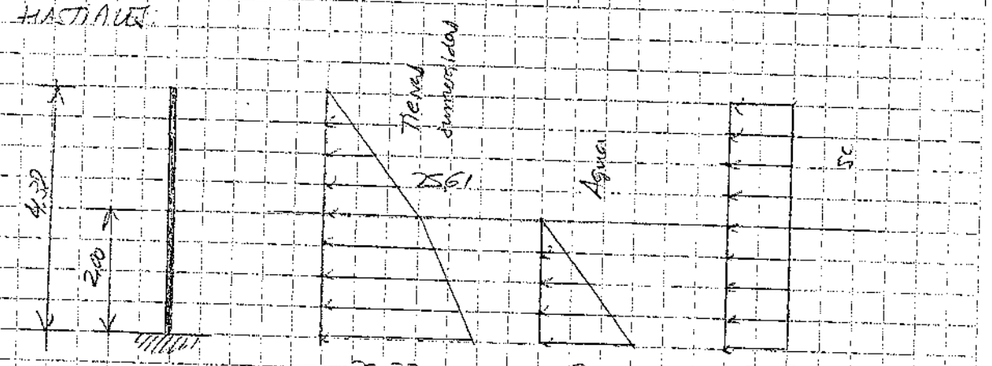
0.73	0.83	1.00	0.12	0.32
0.94	1.02	1.27	0.16	0.44
0.83	0.86	1.10	0.14	0.42
0.87	0.87	1.13	0.14	0.46
0.90	0.88	1.15	0.14	0.50
0.93	0.90	1.17	0.13	0.54
0.97	0.92	1.17	0.13	0.57
1.00	0.95	1.18	0.13	0.60
0.97	0.98	1.17	0.13	0.63
1.00	1.02	1.17	0.13	0.66
1.03	1.05	1.15	0.14	0.68
1.05	1.09	1.13	0.14	0.69
1.07	1.13	1.10	0.14	0.69
1.09	1.41	1.27	0.16	0.83
1.10	1.18	1.00	0.12	0.67

Cam Tunix

30-07-2018

DIMENSIONAMIENTO EN ELU.

I] HASTIALES



RESULTANTE	92,46	2,0	23,56	kN/m
MOM. EMPOTR.	143,52	13,33	51,61	kN.m/m

Momento de empotramiento

Md = 1,50 (143,52 + 13,33 + 51,61) = 212,69 kN.m/m

Dimensionamiento con programas BAEL

recubrimiento mecánico cara exterior: r = 0,075m Ver otras secciones

As = 11,97 cm2/m → se cubre con φ 20 a 0,20 ó φ16 a 0,15

Si toma este y se aplica el armado en toda la altura del hastial

Can Tunis

30-01-2003

EU CORTANTE.

Dimensionamiento con programa BASE

$Vd = 15(-92,46 + 20 + 23,56) = 204,03$ KN/m ← del lado izquierdo es el cortante en la cara del apoyo.

$As = 15,71$ cm²/m ← armadura en tracción

$At/t = 0$ cm²/m ← no hace falta armadura de cortante

II) LOSA DE CIMENTACIÓN

1) Máximos positivos bajo el hastial

COMB6 $1,35\ G_1 + 1,00\ G_2$ tierra $+ 1,35\ G_2$ nieve $+ 1,50$ Eximm $1,50$ Eagua $+$
$+ 1,50$ Esis $+ 1,50$ tráfico I

$Md = 423,19$ KN.m/m

Dimensionamiento con programa BASE

(Se dispone horizontal en ligeros por ejecución de la viga lambida

Hasta) recubrimiento mecánico $r = 0,06$m

$As \geq 10,69$ cm²/m ← Basta con $\phi 20$ c 0,20 ó $\phi 16$ c 0,15

Cuantía mínima para evitar rotura frágil tras la fisuración

$A_c \geq 0,04 \cdot A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1,00 \frac{2,1/1,5}{500/1,15} = 15,33$ cm²/m

→ Como mínimo $\boxed{\phi 20$ c 0,20$}$

Can Tunis

30-01-2003

EU CORTANTE.

$Vd = 136,28$ KN/m ← del lado izquierdo cota sin promediar

$A_c = 15,71$ cm²/m ← armadura en tracción

$At/t = 0$ ← no hace falta armadura de cortante

2) Máximo negativo junto al hastial

COMB7 $1,00\ G_1 + 1,50\ G_2$ tierras $+ 1,50$ Eximm $+ 1,50$ Eagua $+$
$+ 1,50$ Esis $+ 1,00\ G_2$ mbr$^{(2)} + 1,50$ tráfico D

(2) no ≠ pues retiran el tablero hasta un tanto el relleno de trasdós para dar cabida a las vibradores para esta penalización no es constante existe en EU flexión — la toma a un G_2 mbr (le afecta a pequeña y no constante)

$Md = 2975$ KN.m/m muy bajo activa como mínimo vista se dispone el armado bajo $\phi 20$ c 0,20

(tomando canto útil $0,6d = 0,6 \cdot (1,00 - 0,10) = 0,54$

$A_s \geq 0,898$ cm²/m ← se cubre con la armadura dispuesta

EU CORTANTE Activa como mínimo cada no necesaria armadura de cortante en el voladizo

En el resto $Vd = 134,59$ KN/m

$A_s = 0$ cm²/m → No hace falta armadura de cortante!!

Cam. Tunis

30-DIC-2003

3) Maximo negativo entre hastiales

COMB8: 1,35 G_k + 1,50 G_k tierras + 1,50 subpresión + 1,00 Elástico

Si hay tierras sobre losa

Inferior se puede haber reducido en traslación rellano de hormigón pobre (Infraestructura de 1,2) pero esta condición no se considera rígida en su flexión.

M_d = -193,87 KN.m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

A_s = 9,06 cm²/m ← Redondeando mecánica

$A_s \geq$ 4,08 cm²/m ← Obligo armadura mínima

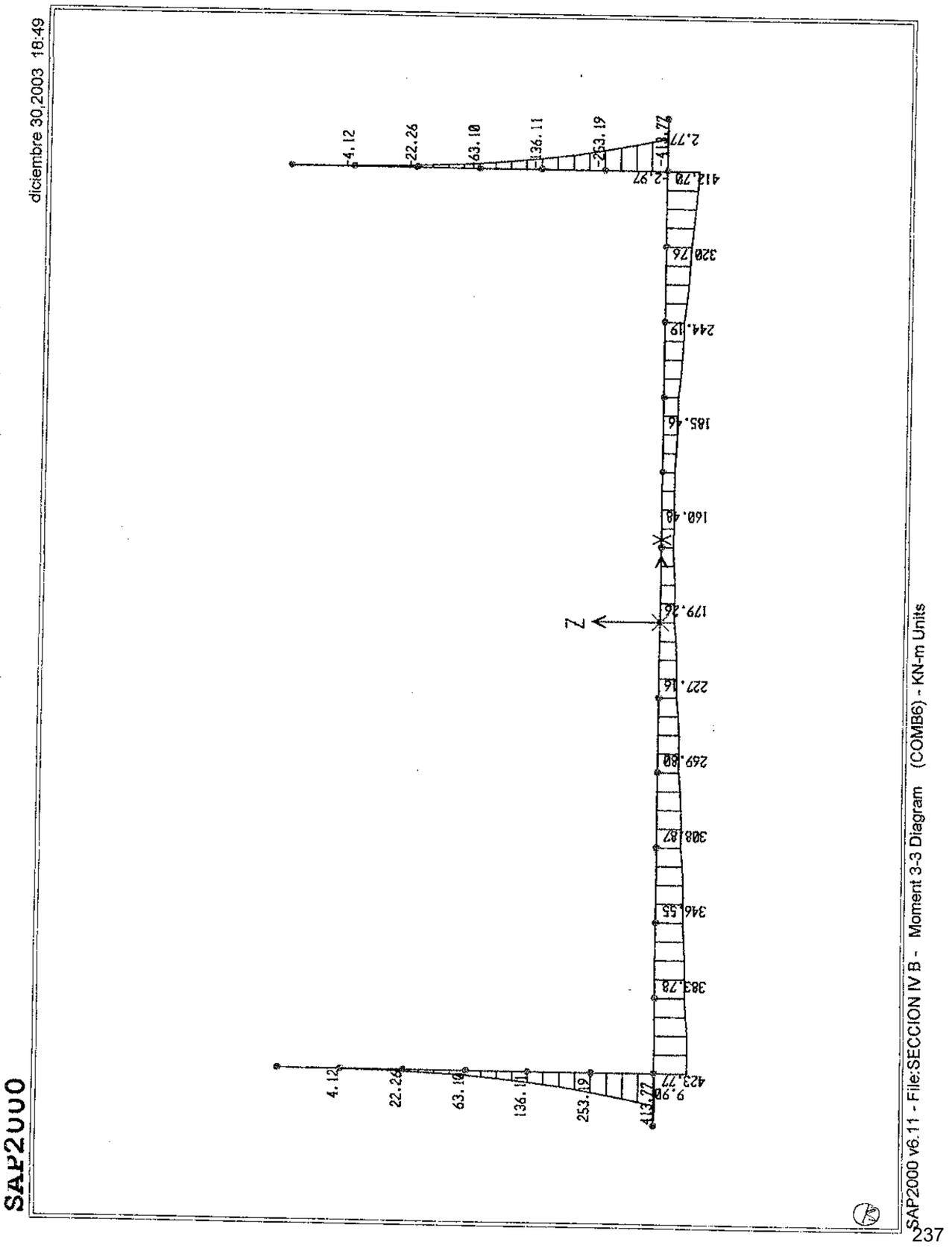
ELU CORTANTE

V_d = 82,30 KN/m

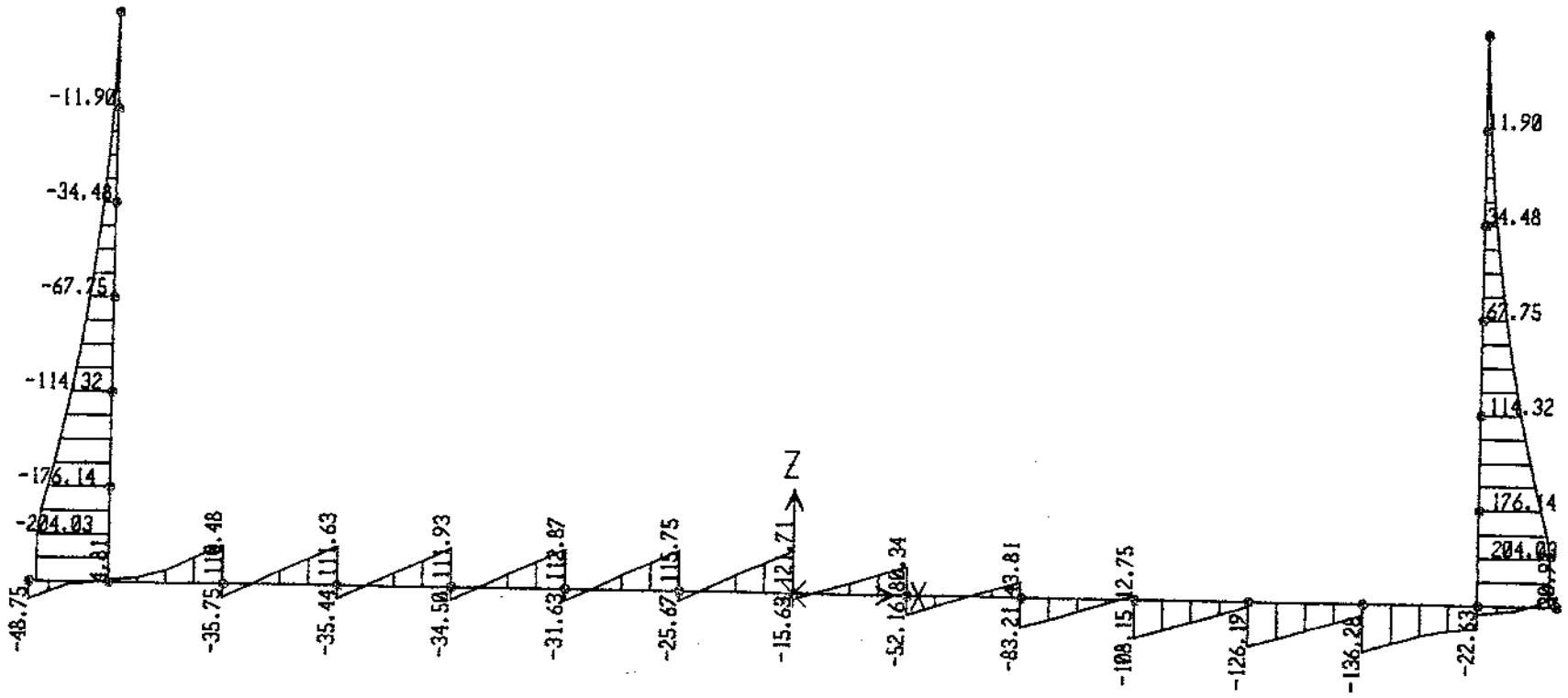
A_s = 15,71 cm²/m

A_{tt} = 0 cm²/m ← No hace falta armadura de cortante

(A)

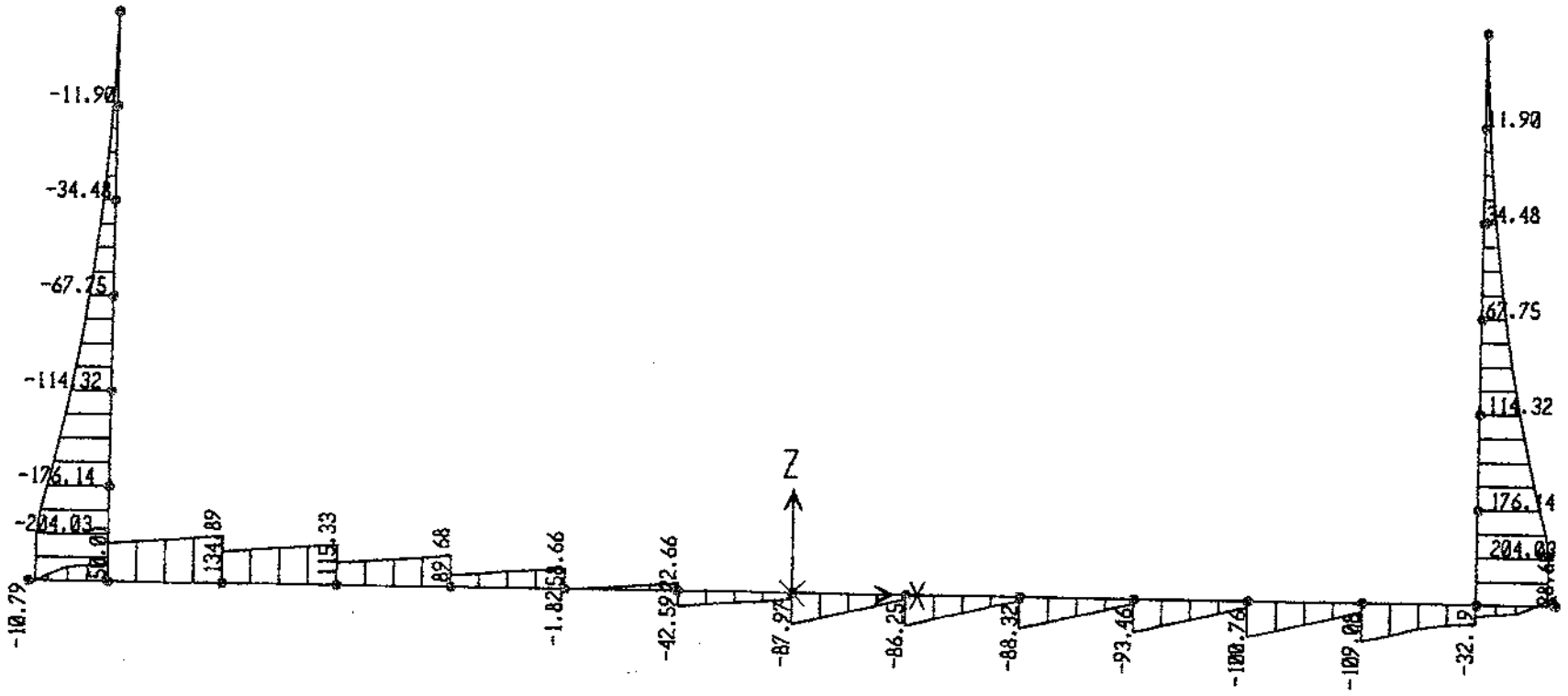


(B)

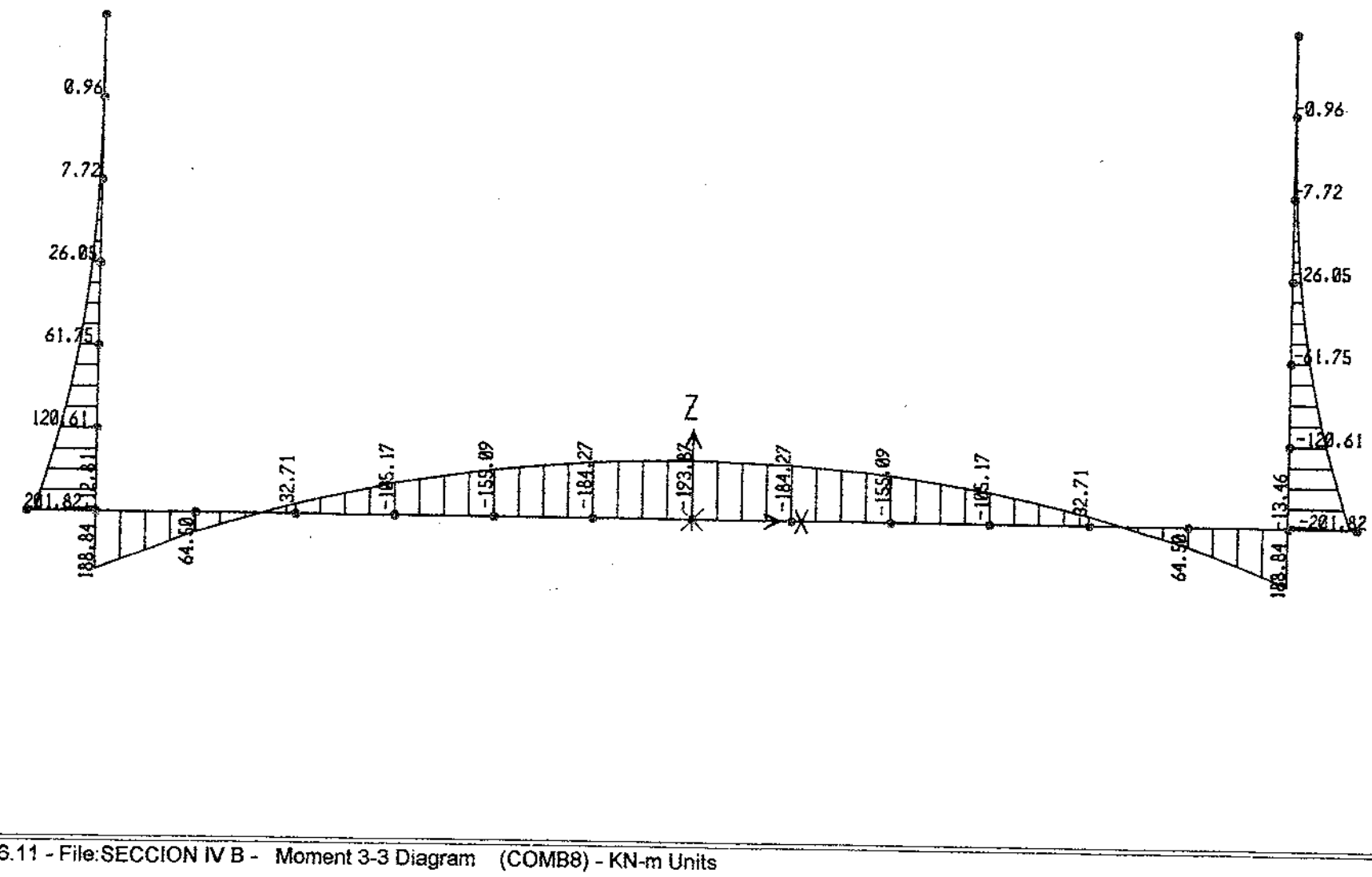


SAP2000 v6.11 - File:SECCION IV B - Shear Force 2-2 Diagram (COMB6) - KN-m Units

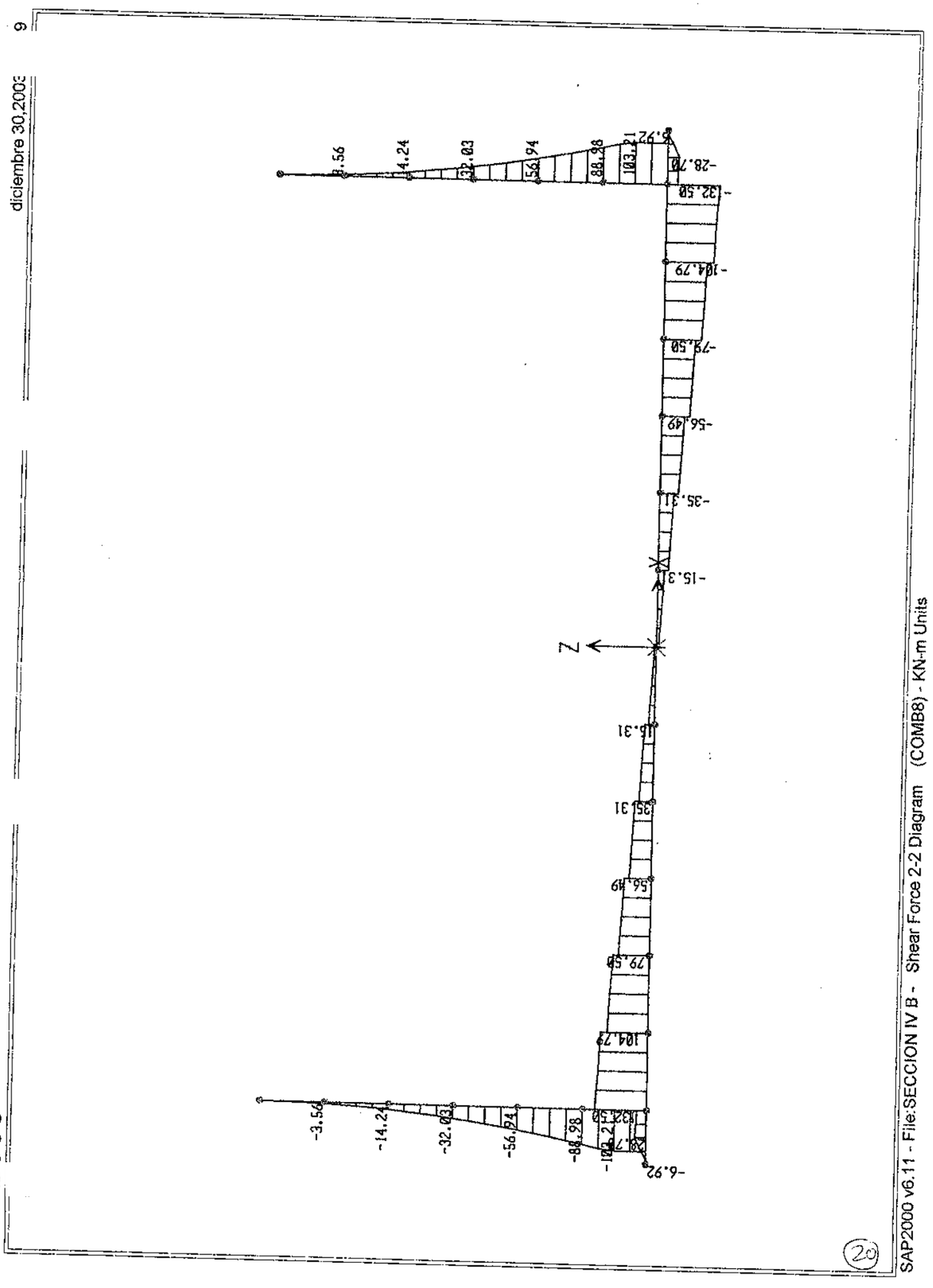
SAP2000 v6.11 - File:SECCION IV B - Moment 3-3 Diagram (COMB7) - KN-m Units



SAP2000 v6.11 - File:SECCION IV B - Shear Force 2-2 Diagram (COMB7) - KN-m Units



SAP2000 v6.11 - File:SECCION IV B - Moment 3-3 Diagram (COMB8) - KN-m Units



Can Tunis 30-02-2002

Cuantías Mínimas EHE

Muros

Muros geométricos

* Vertical 0,9‰

$A_c = 0,75\ m^2/m \Rightarrow A_s \geq 6,75\ cm^2/m$ — a cada cara con la cuantía dispuesta

* Horizontal $\frac{3,2‰}{2} = 1,6‰$

$A_c = 0,75\ m^2/m \rightarrow A_s \geq 12,00\ cm^2/m$

$\rightarrow$ 6,00 cm²/m en cada cara $\rightarrow$ Ø12 a 0,20

Cuantía mínima para evitar rotura frágil tras la fisuración

$A_s = 0,04\ A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 0,75 \cdot \frac{25/1,5}{500/1,15} = 11,5\ cm^2/m$ se cubre con la armadura dispuesta

Losa

Cuantía mínima geométrica $\rho = 1,8‰$

$A_s = 1,8\ cm^2/m \quad A_c = 18\ cm^2/m$ — 9,0 cm²/m en cada cara

se cubre con Ø16 a 0,20

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s = 0,04\ A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \ldots = 5,33\ cm^2/m$

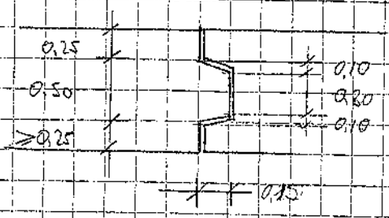
se cubre con Ø20 a 0,20

Can Tunis

7-Enero-2004

UNIONES ENTRE MÓDULOS DE 15 m

Se transmite todo el empuje que es capaz de



Cuando inclinada corta → $d \geq \frac{a}{0,85} \cot g\theta$

- Si hay armadura inclinada constante → $\cot g\theta = 1,40$ → $tg\theta = 0,714$
- $a = 0,60$

$d \geq 0,16$ → se cumple en ambos casos

Se arma con $\phi 12$ a 0,20 → $A_s = 5,655$ cm²/m

El capaz de soportar $F_{rd} \leq \frac{T_{ld}}{tg\theta} = T_{ld} \cot g\theta$

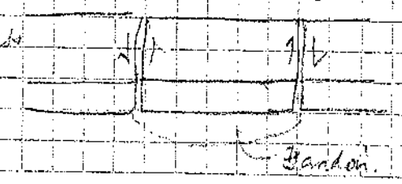
$T_{ld} = A_s f_{yd} = 5,655 \cdot 10^{-4}$ 400 MPa = 0,2262 MN/m

$F_{rd} \leq 0,2262 \cdot 1,40 = 0,317$ MN/m

$F_{rd} \leq 216,68$ kN/m

En valor característico: 211,12 kN/m

Lo capaz de soportar un módulo de 7,00 (9 + 6 losas) con un bloque de anclaje completo



Can Tunis

15-Enero-2004

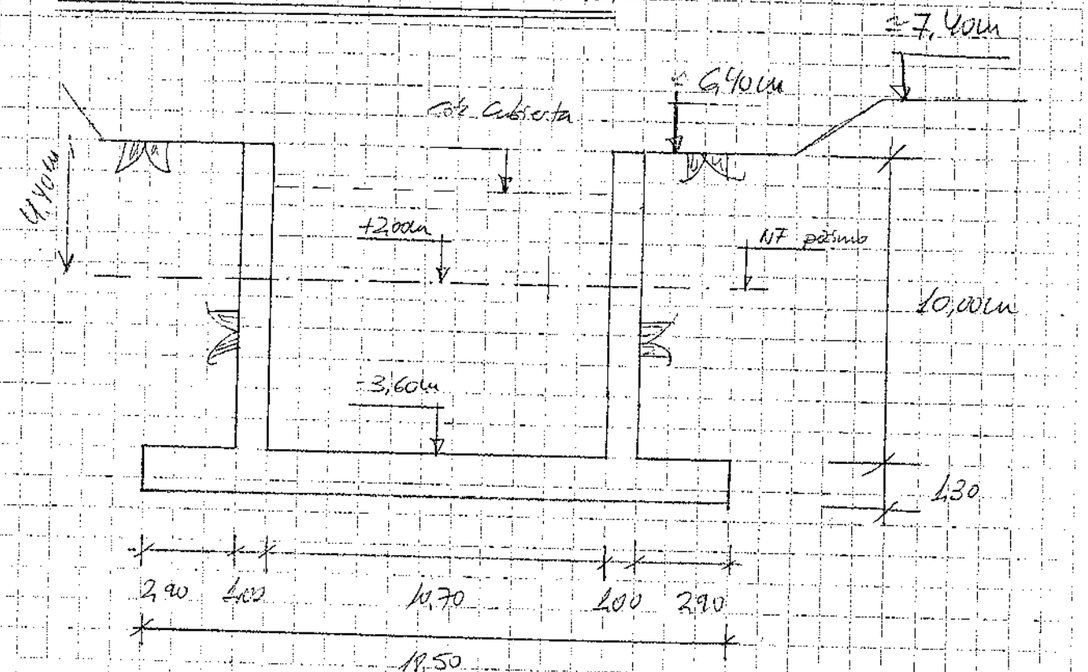
Se parte de una altura de tirantes de 5,50 y debe llegar a

2,50 + 6,50 + 1,00 = 10 m

Con un talud 1:$\sqrt{2}$ hacen falta 9,0 m para salvar dicha diferencia

Se toman 1 módulo completo + 1,50 m del anterior

GEOMETRIA PARA LA MÁXIMA ALTURA



GEOTECNIA

Para este caso el terreno es prácticamente horizontal

el coeficiente de empuje a considerar es $K_a = 0,33$

- Ángulo de rozamiento interno del terreno $\phi 30°$
- Densidad saturada del terreno $\gamma = 20$ kN/m³
- Densidad sumergida $\gamma' = 10$ kN/m³
- Coeficiente de empuje $K_a = 0,333$; $K_o = 0,500$; $K_p = 3,000$
- Coeficiente de balasto $K_b = 1000$ Tn/m³

Can Tunis

15-Enero 2024

ACCIONES A CONSIDERAR

* Peso propio.
* Tierras — Peso tierras
  — Empujes
* Agua del NF. (a la cota tirar) — Empujes de agua
  — Subpresión de agua
  ↑ Comprobación de la flotación de la U
* Cargas permanentes
* Tráfico ferroviario

MATERIALES

Hormigón armado HA-25

f_{ck} = 25 MPa

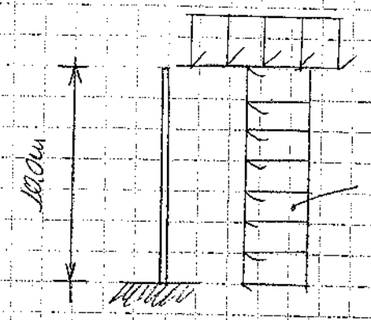
$E_C = 8500 \sqrt[3]{25+8} = 27264.04$ MPa

$E_C = 27264042$ kN/m²

Can Tunis

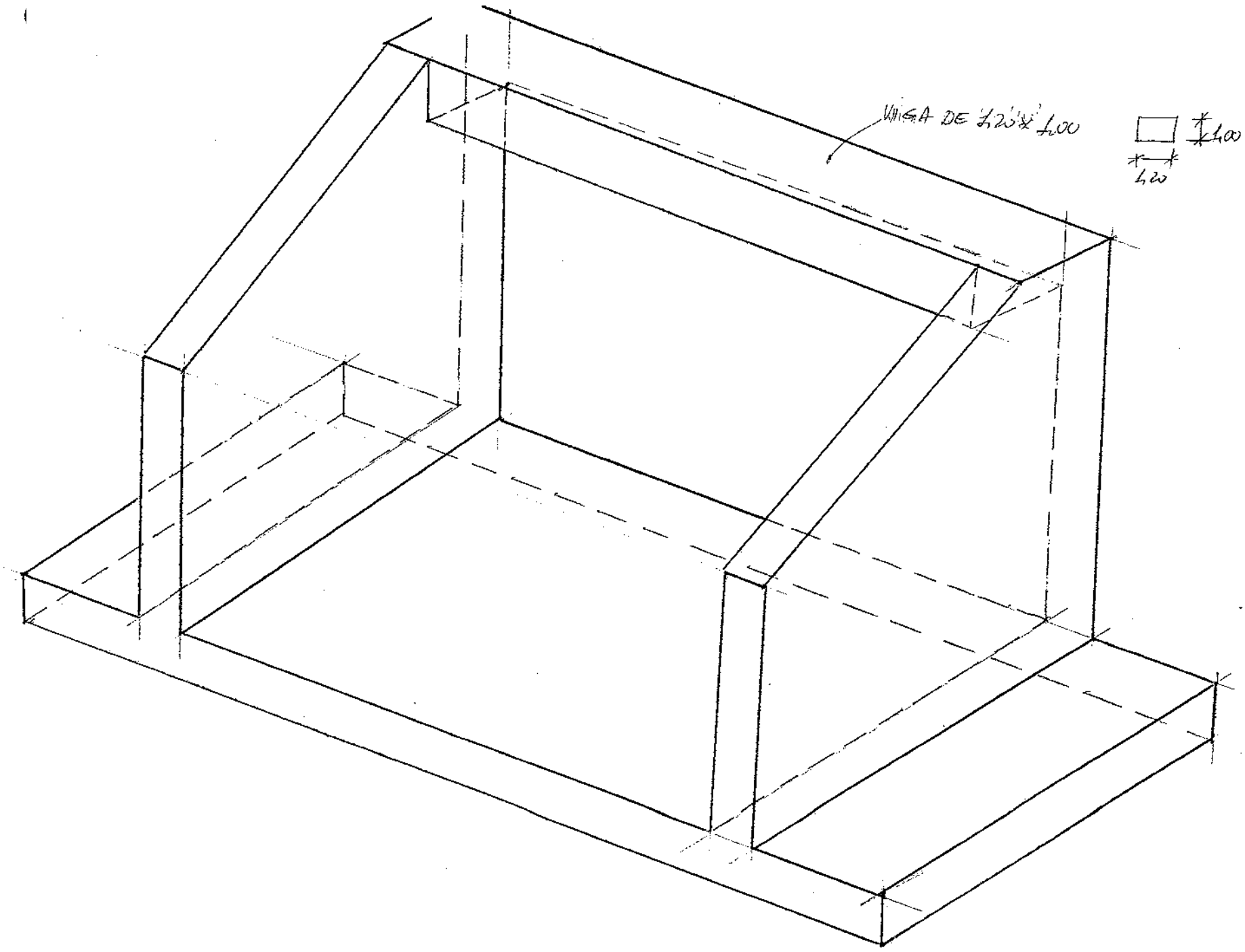
15-Enero-2024

DETERMINACIÓN DEL EMPUJE DE LA SC



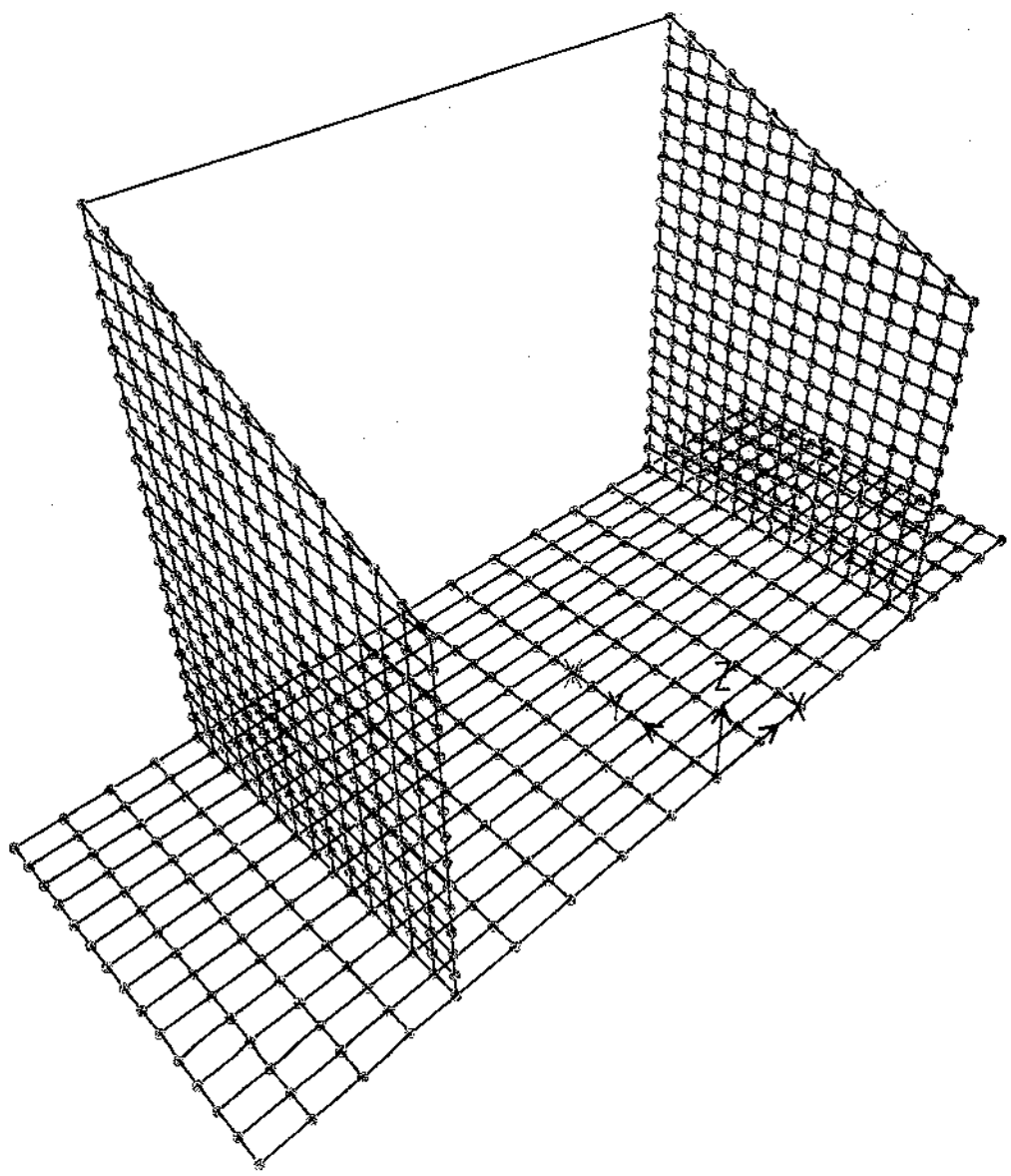
$\sigma h = q \cdot K_a = 10 \cdot 0.333$

$\sigma h = 3.33$ kN/m²



SAP2000

enero 26,2004 10:21



SAP2000 v6.11 - File:SECCION V B - 3-D View - KN-m Units

2413

Propiedades mecánicas de las barras

LOSA

Barras transversales $b = 0{,}50$ $h = 1{,}30\,m$



$A = 0{,}65\,m^2$

$I_{22} = \frac{1}{12}\,0{,}5\,1{,}3^3 = 0{,}09154\,m^4$

$I_{33} = \frac{1}{12}\,1{,}30\,0{,}5^3 = 0{,}01354\,m^4$

$J_t = \frac{1}{2}\,I_{33} = 0{,}004577\,m^4$ ← Se toma la unidad de la viga a flexión

Barras longitudinales

	b [m]	A [m²]	I_{33} [m⁴]	I_{22} [m⁴]	J [m⁴]
①	0,425	0,5525	0,0778	0,08816	0,0389
②	0,85	1,105	0,1556	0,0665	0,0778
③	1,01	1,313	0,1849	0,1116	0,0925
④	1,17	1,521	0,2142	0,1735	0,1071

MASTIALES

ZONA INFERIOR

Barras tanto verticales como horizontales

$b = 0{,}50\,m$; $h = 1{,}00\,m$

$A = 1{,}00 \times 0{,}50 = 0{,}50\,m^2$

$I_{33} = \frac{1}{12}\,1{,}00^3\,0{,}50 = 0{,}041667\,m^4$

$I_{22} = \frac{1}{12}\,0{,}5^3\,1{,}00 = 0{,}010417\,m^4$

$J = \frac{1}{2}\,I_{33} = 0{,}020833\,m^4$

Barras superiores horizontales $b = 0{,}45\,m$; $h = 1{,}00\,m$

$A = 1{,}00 \times 0{,}45 = 0{,}45\,m^2$

$I_{33} = \frac{1}{12}\,1{,}00^3\,0{,}45 = 0{,}0375\,m^4$

$I_{22} = \frac{1}{12}\,0{,}45^3\,1{,}00 = 0{,}007594\,m^4$

$J = 0{,}01875\,m^4$

Viga superior — Se toma 1,00 de canto



$A = 1{,}0\,m^2$

$I_{33} = I_{22} = \frac{1}{12}\,1{,}00^4 = 0{,}08333\,m^4$

$I_t = J = 0{,}04166\,m^4$

RIGIDECES DE LOS NUDOS QUE SIRVAN EL CONTACTO CON EL TERRENO

- $b = 2{,}425$ $a = 0{,}50\,m$ — $A = 0{,}2125\,m^2$

  $K_n = K_t\,A = 10.000\,0{,}2125 = 2125\ KN/m$

- $b = 0{,}85$ $a = 0{,}50\,m$ — $A = 0{,}425\,m^2$

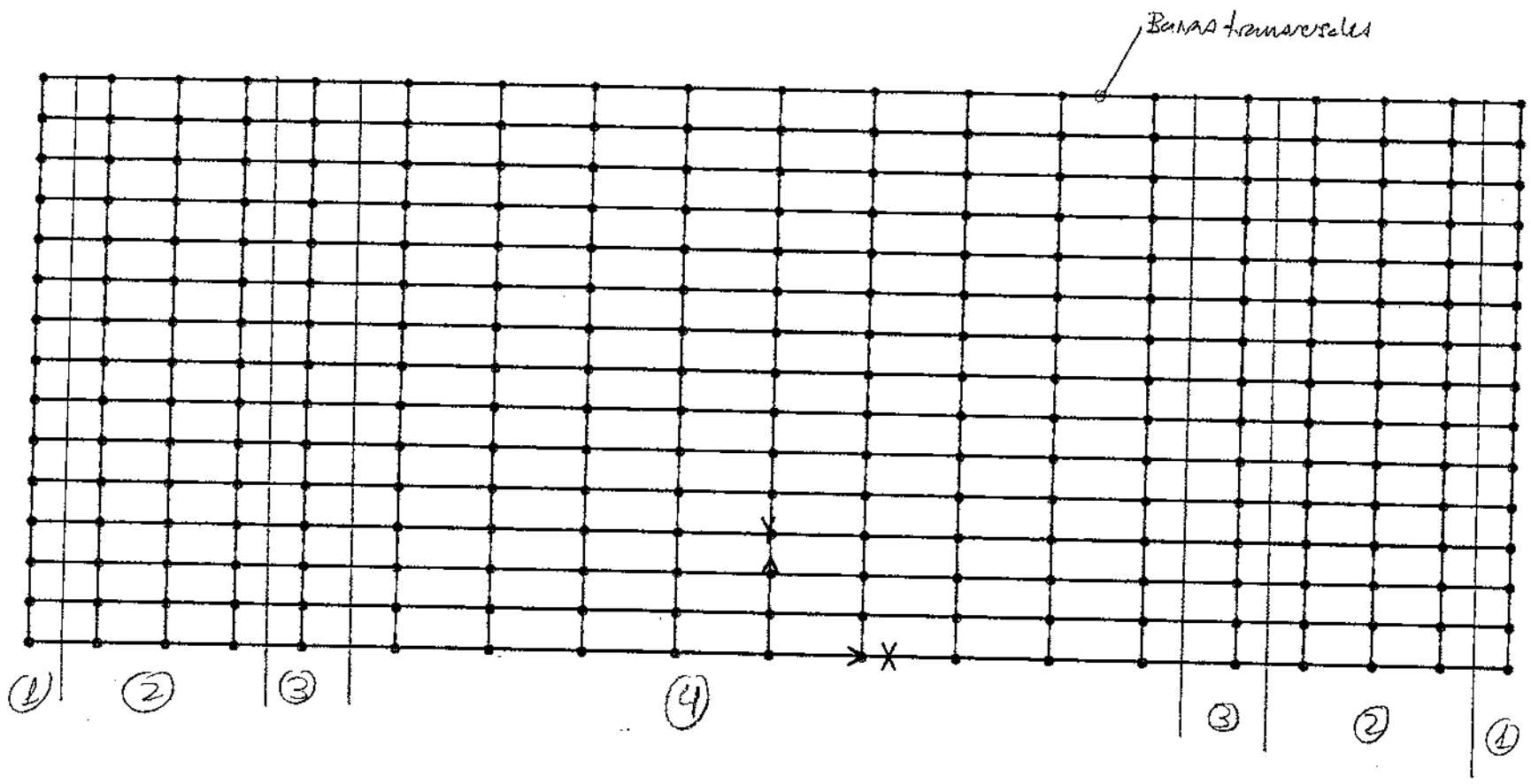
  $K_n = 4250\ KN/m$

- $b = 1{,}01$ $a = 0{,}50\,m$ → $A = 0{,}505\,m^2$

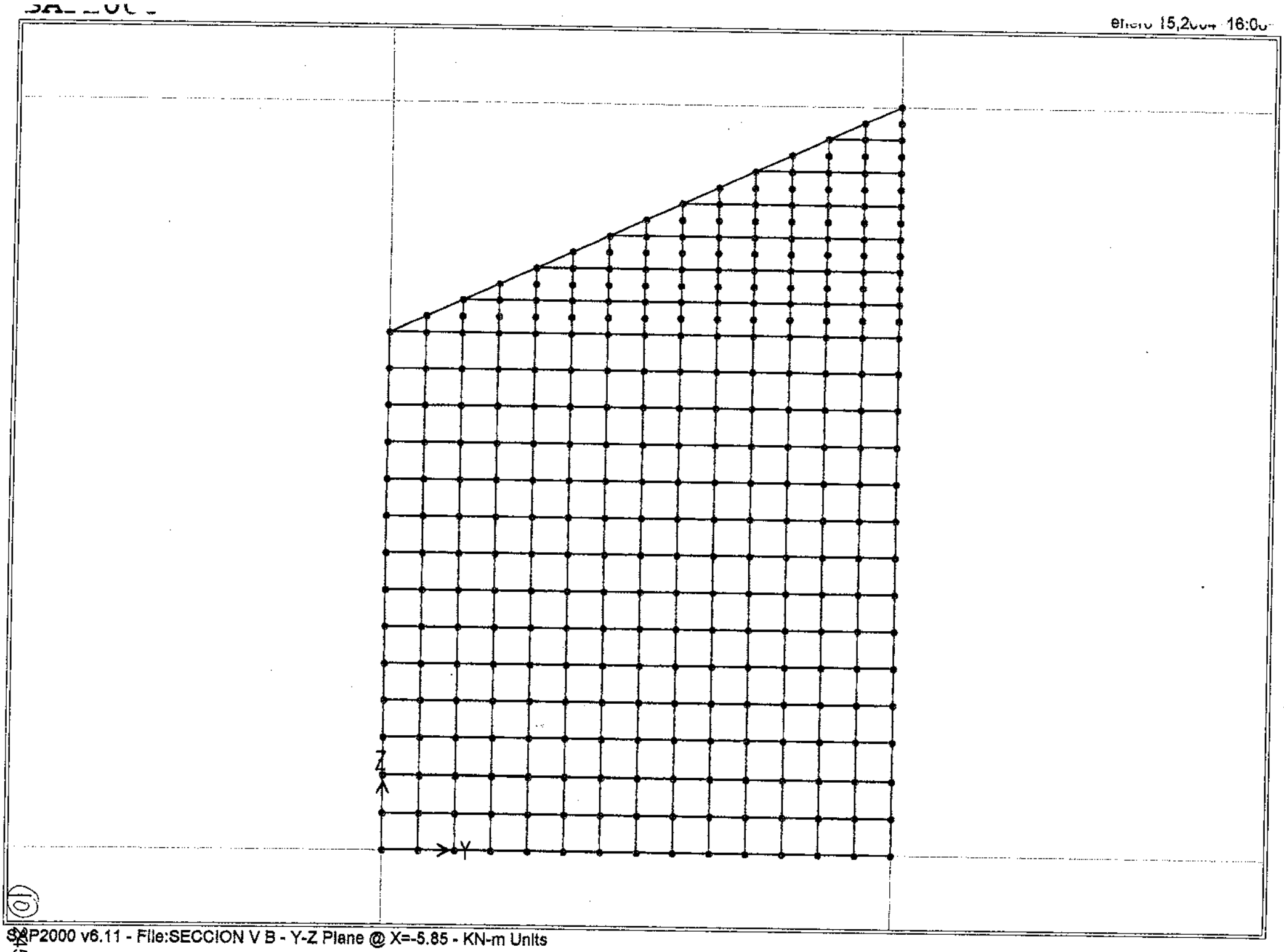
  $K_n = 5050\ KN/m$

- $b = 1{,}17$ $a = 0{,}50\,m$ → $A = 0{,}585\,m^2$

  $K_n = 5850\ KN/m$



SAP2000 v6.11 - File:SECCION V B - 3-D View - KN-m Units



SAP2000 v6.11 - File:SECCION V B - Y-Z Plane @ X=-5.85 - KN-m Units

Cau Tunic 15-Enero-2004

VERIFICACIONES GEOTÉCNICAS

ACCIONES
- Peso propio Q
- Tierras - Empujes
  - Peso tierras ?
- Agua - Empujes Q
  - Subpresión
  - Peso agua
- Cargas permanentes Q
- Tráfico ferroviario Q
- Sc en el terraplén Q

INTERACCIÓN CON EL TERRENO

Coeficiente de balasto considerado $k_B = 1000\ T/m^3$

$10000\ KN/m^3$

RIGIDECES DE LOS MUELLES QUE SIMULAN EL CONTACTO CON EL TERRENO

- $b = 0.425\ m$ $a = 0.50\ m$ → $A = 0.2125\ m^2$

  $K_M = K_B A = 10000 \cdot 0.2125 = 2125\ KN/m$
- $b = 0.85$ $a = 0.50\ m$ → $A = 0.425\ m^2$

  $K_M = K_B A = 10000 \cdot 0.425 = 4250\ KN/m$
- $b = 1.01$ $a = 0.50\ m$ → $A = 0.505\ m^2$

  $K_M = 5050\ KN/m$
- $b = 1.17$ $a = 0.50\ m$ → $A = 0.585\ m^2$

  $K_M = 5850\ KN/m$

(II)

Cau Tunic 21-Enero-2004

VERIFICACIONES GEOTÉCNICAS:

Como se ha venido demostrando en las secciones calculadas contrastadamente las tensiones transmitidas al terreno son menores que 1 Kp/cm², por lo que se trabaja directamente con las tensiones medias para la verificación geotécnica

- g_1: Volumen a) Losa: $7.5 \times 1.3 \times 18.5 = 180.375\ m^3$

  b) Hastiales: $2 \times [9 \times 1.50 + \frac{1}{2}(9+6)\,6] \times 1.00 = 117.00\ m^3$

  c) Viga-puntal: $1.20 \times 1.00 \times 12.7 = 15.24\ m^3$

  $V_{total} = 312.615\ m^3$

  $g_1 = 312.615 \times 25 = 7815.4\ KN$
- Peso tierras: $V = 2 \times [(9.75 + 6.00) \cdot \frac{1}{2} \times 7.5] \times 3.00 = 354.375\ m^3$

  $g_t = 354.375 \times 20 = 7087.5\ KN$
- Cargas permanentes: $V = 7.5 \times 10.70 \times 2.50 = 200.65\ m^3$

  $g_2 = 200.65 \times 24 = 4815\ KN$

  Teniendo en cuenta el peso en balasto + vías + catenaria

  $g_2 = 1.30 \times 4815 = 6259.5\ KN$
- Tráfico ferroviario: $q = 7.5 \times 10.70 \times 5\ KN/m^2 = 2808.75\ KN$

  (Muy en favor de la seguridad)

R_{total}: $R_T = g_1 + g_t + g_2 + tráfico = 28\,786.15\ KN$

$A_{total} = 7.5 \times 18.50 = 138.75\ m^2$

$T_{tensión} = \frac{28786.15\ KN}{138.75\ m^2} = 207.47\ KN/m^2 \rightarrow T_{med} = 2.07\ daN/cm^2$

(I)

La tensión nominal que transmitirán las hiladas...

$h = \frac{9,00m + 6,00m}{2} = 7,50m$ ← es la media, del lado seguro

$T_{nominal} = 7,50 \times 20 = 150\ KN/m^2$

Luego las tensiones transmitidas al terreno son del mismo orden de magnitud que las que transmiten las hiladas adyacentes → no habrá problemas por tensiones nominales transmitidas al terreno

Hay que tener en cuenta que la acción del tráfico ferroviario a la considerada de forma muy segura.

$T_{media\ trafico} = \frac{2808,75\ KN}{139,75m^2} = 20,24\ KN/m^2 \rightarrow 0,202\ kg/cm^2$

Y aparte una fracción considerable de las tensiones normales medias

Por la distribución de pesos, las tensiones máximas sobre el terreno aparecerán en la zona donde la altura de hiladas es mayor.

CÁLCULO MÁS AJUSTADO:

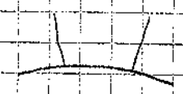
Control de reacciones SAP

- $g_1 = 785,4\ KN$; $g_{1\,SAP} = 8076,00\ KN \rightarrow \varepsilon = 3,32\%$ (OK!) Del lado seguro
- $g_{tierra} = 708,75\ KN$; $g_{tierra} = 746,0\ KN \rightarrow \varepsilon = 5,25\%$ (OK!) Del lado seguro
- $g_{2\,firme} = 481,5\ KN$; $g_{firme\,SAP} = 526,5\ KN \rightarrow \varepsilon = 9,35\%$ (OK!) Del lado seguro
- $T_{trafico} = 1404,375\ KN$; $trafico_{SAP} = 1437,19\ KN \rightarrow \varepsilon = 2,37\%$ (OK!)

VERIFICACIONES GEOTÉCNICAS

Hipótesis:

a) Máxima reacción en extremo



COMB16: $G_1 + G_{2\,Hiladas} + \underbrace{G_{2\,inf}}_{\times 1,20} + \underbrace{E_{a\,sup}}_{\times 0,50} + Trafico\ 2\ lados + E_{a\,lc}$

Muelle extremo $T = \frac{44,20}{0,50 \times 0,425} = 208,38\ KN/m^2 = 2,084\ kg/cm^2$

Muelle adyacente $T = \frac{88,12}{0,50\ 0,85} = 207,84\ KN/m^2 = 2,073\ kg/cm^2$

Muelle bajo hastial $T = \frac{103,13}{0,50 \times 1,01} = 204,22\ KN/m^2 = 2,042\ kg/cm^2$

Muelle tipo $T = \frac{118,26}{0,50 \times 1,17} = 202,15\ KN/m^2 = 2,02\ kg/cm^2$

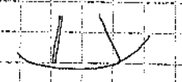
Tensión media transmitida por las bóvedas en esta zona

T_{media}: $9,0m \quad 2\ KN/m^3 = 180\ KN/m^2 = 1,80\ kg/cm^2$ OK!

Valor muy similar

Obs: Todos los muelles están totalmente comprimidos en esta hipótesis

b) Máxima reacción en el centro



COMB26: $G_1 + G_{2\,hiladas} + \underbrace{G_{2\,inf}}_{\times 1,20} + \underbrace{E_{a\,sup}}_{0,5 \times 0,50} + \underbrace{E_{agua}}_{0,5} + Trafico\ 2\ lados + E_{a\,lc}$

Obs: Todos los muelles están comprimidos en esta hipótesis

Muelle extremo $\sigma = \frac{43,59}{0,50 \times 0,425} = 205,13 \text{ KN/m}^2 = 2,05 \text{ Kg/cm}^2$

Muelle adyacente $\sigma = \frac{87,97}{0,50 \times 0,85} = 206,99 \text{ KN/m}^2 = 2,07 \text{ Kg/cm}^2$

Muelle bajo hastial $\sigma = \frac{104,85}{0,50 \times 1,01} = 207,62 \text{ KN/m}^2 = 2,08 \text{ Kg/cm}^2$

Muelle tipo $\sigma = \frac{121,56}{0,50 \cdot 1,17} = 207,8 \text{ KN/m}^2 = 2,08 \text{ Kg/cm}^2$

c) Reacción máxima en el terreno

Las reacciones máximas en el terreno serán mayores que las obtenidas con la sección abierta.

Son tensiones bajas y el terreno siempre la compensará.

(Ver nota de cálculo de la sección 2-2, pág 13)

④

DIMENSIONAMIENTO EN ELU

1) HASTIALES

→ Empotrado plano Ardanuy SAP u HASTIAL SDB"

CARGAS

* G1

* EASTO ← ESK introducido $\gamma_G = 1,2$ ← Falta multiplicar por

$\gamma_G = K_a$ ó $\gamma_G = K_o$

↑ activo ↑ reposo

Factor de seguridad

* EAQUI ← ESK introducido $2 \cdot \gamma_G = 2$ ← Falta multiplicar por (010)

$0,5 \leq \gamma_G K_a$ ó $0,5 \leq \gamma_G K_o$

* EAGUA ← ESK introducido $2 \cdot \gamma_G = 2$ ← Falta multiplicar por

$\gamma_G = 0,5$ (010)

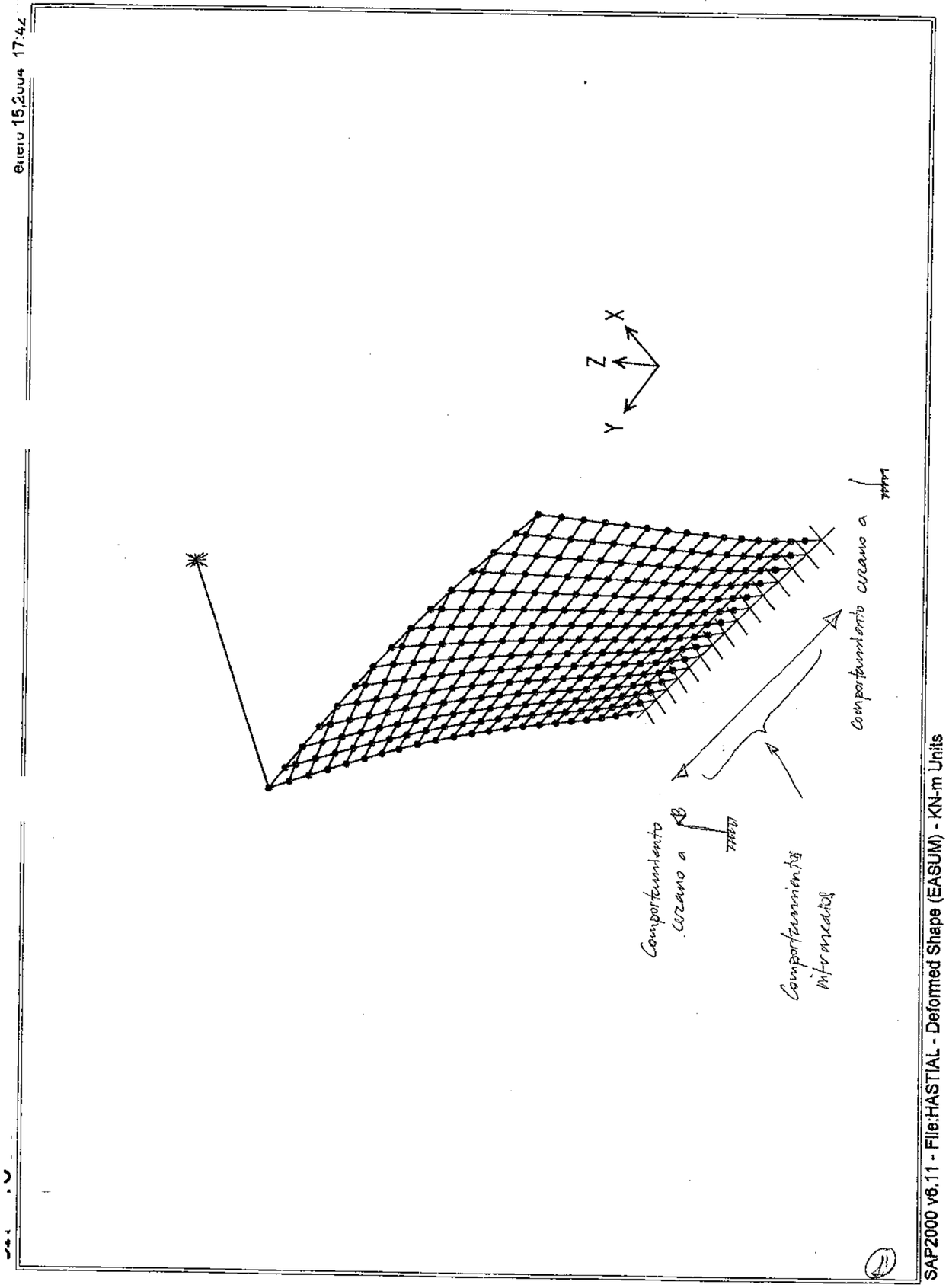
→ Se dimensiona por zonas

1) ZONA DE COMPORTAMIENTO MÁS PRÓXIMO A LA MENSULA

Momentos característicos:

Aunque esté el puntal superior en la zona de comportamiento en ménsula los movimientos serán semejantes a los de un voladizo puro → En esta zona se dimensiona por empujes activos

En la zona baja el comportamiento será más próximo al activo, pero el terreno está inclinado; en la zona alta el comportamiento será más cercano al reposo con terreno casi plano → se toma $K = 0,3$ en toda



Cav. Tunis — 15-Enero-2004

Momentos característicos: K = 0,50 ← Empuje agua por terreno inclinado

a) En seco ← (Sin agua presente)

$M_k = 0,50 \cdot \frac{605,96 \text{ KN·m}}{0,5 \text{ m}} = 605,96 \text{ KN·m/m}$

b) En sumergido ← (Con agua)

Tierras → $MK = 0,50 \cdot 0,5 \cdot \frac{854,61 \text{ KN·m}}{0,5 \text{ m}} = 427,31 \text{ KN·m/m}$

Agua → $MK = 0,5 \cdot \frac{274,19 \text{ KN·m}}{0,5 \text{ m}} = 274,19 \text{ KN·m/m}$

Total ... M_k 701,5 KN·m/m ← ES más desfavorable

c) Empuje de la sobrecarga

$M_k = 66,38 \text{ KN·m} / 0,5 \text{ m} = 132,76 \text{ KN·m/m}$

Momento de diseño (es pésimo el empuje con tierras sumergidas)

$M_d = 1,50 (701,5 + 132,76) = 1254,27 \text{ KN·m/m}$

Dimensionamiento con programa basic

Recubrimiento mecánico $0,05 + 0,012 + \frac{0,025}{2} = 0,0745 \approx 0,08 \text{ m}$

→ $t_s \geq 27,06 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← se coloca con $\phi 25 \text{ a } 0,20 + \phi 16 \text{ a } 0,20$

Ajuste de armado: Solera $\phi 25 \text{ a } 0,20 + \phi 20 \text{ a } 0,20$ para tener refuerzo más corto

Momento último con $\phi 20$ a 0,20



$T = t_s \cdot f_{yd} = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 434,8 \text{ MPa}$

$T = 0,6829 \text{ MN/m}$

$C = 0,6829 \text{ MN/m} = 0,5 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \rightarrow y = 0,048 \text{ m}$

$x = 0,0603 \text{ m}$

como $X \leq 0{,}259d = 0{,}235$ → Rotura dúctil (muy dúctil)

dominio II

$Mu = T \cdot z = 0{,}6821\left(d - \frac{y_1}{2}\right) = 0{,}6821\left(2{,}0 - 0{,}08 - \frac{0{,}204^2}{2}\right) = 0{,}61199$ MN·m/m

$Mu = 611{,}99$ KN·m/m

[En valores característicos $M_{u,k} = \frac{Mu}{1{,}50} = 407{,}99$ KN·m/m]

Se tiene $Md = 610$ KN·m/m a, aproximadamente, 1,25 por encima de la cara superior de la cuña. A partir de este pto → Andaje + decalaje a la ley de flectores.

$b_{1,d2} = 15 \cdot 2{,}5^2 = 93{,}75$ m
$d = 2{,}00 - 0{,}08 = 0{,}92$
} Sumo → 1,8575

Se llevan los Φ25 hasta los 1,25 + 1,8575 = 3,10 m en altura. Se toman 3,15 m

III) ZONA DE COMPORTAMIENTO MÁS PRÓXIMO A VIGA EMPOTRADA (APOYADA)

Momentos característicos

a) En losas sosas $M_k^+ = 0{,}50 = \frac{277{,}74}{0{,}50} = 277{,}74$ KN·m/m

b) En losas aligeradas

→ Losas $M_k^+ = 0{,}50 = 0{,}5 \frac{464{,}83}{0{,}50} = 232{,}42$ KN·m/m

→ Agua $M_k^+ = 0{,}5 \frac{78{,}53}{0{,}50} = 78{,}53$ KN·m/m

Total $M_k = 310{,}95$ KN·m/m ← En pisos tener agua, da mayores esfuerzos en hastial

c) En sc en el tramo

$M_R^+ = \frac{+19{,}02}{0{,}5} = 38{,}16$ KN·m/m

COMBINACIÓN PARA EL DIMENSIONAMIENTO

$COMB1 = 1{,}50\,(Ea.sum + Ea.agua) + 1{,}5\,(Ea.sc)$

$Md = \frac{253{,}24 \text{ KN·m}}{0{,}5 \text{ m}} = 506{,}68$ KN·m/m

Dimensionamiento con programas BASIC

Se considera recubrimiento mecánico de r = 0,08 m

→ $A_s \geq 13{,}13$ cm²/m ← Se cubre con Φ20 a 0,20 (muy justo)

($A_s = 15{,}71$ cm²/m)

DIMENSIONAMIENTO A CORTANTE:

1) ZONA DE COMPORTAMIENTO SIMILAR A LA MENSULA

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo

$Vd = \frac{259{,}13}{0{,}50} = 518{,}26$ KN/m

a 1,50 m del eje de la losa.

Dimensionamiento con programas BASIC

Armadura en tracción $A_s = 49{,}755$ cm²/m

$A_{sw} = 6{,}91$ cm²/m/m

Cortante último sin armadura de cortante $V_{cu} = 319{,}5$ KN/m

Se tiene Vd = 340 kN/m a 2,35 m por encima de la cara superior de la losa → Se dispone armadura de cortante hasta esa altura

A_{sw}/s = 6,91 cm²/m/m → Planos a 0,30 → 2,073 cm²/m en cada plano

→ Planos a 0,30 en 1c φ10 a 0,60

(Ver más abajo)

→ Planos a 0,30 en 1c φ10 a 0,60 en 2,45m de altura

Cortante último sin armadura transversal cuando se fracturan los φ 20 a 0,20 del estribado

Dimensionamiento con programa base A_s = 15,71 cm²/m

Vad = 255,4 kN/m/m

En los 2,75 m centrales siempre que el cortante es Vd > Vu,hormigón vendrá que está fracturada la armadura del fondo, de modo que el cortante último resistente es mucho menor.

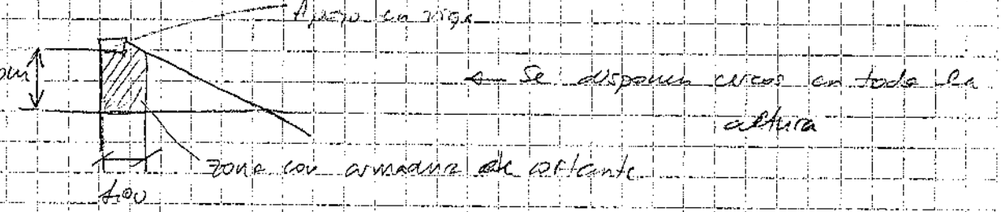
En los 1os 2,75m de la zona más alta, si tiene Vd = Vu,hormigón en pos donde se produce el cambio de sección del viaducto → se subirán la armadura en cubierta hasta los 2,35m para cubrir el cortante en esa zona

→ Se suben los cercos hasta 2,45m en toda la longitud

En la cogunine de apoyo en la viga también hace falta armadura de cortante

Cortante último con φ20 a 0,20 en fracción Vad = 255,4 kN/m

Se tiene Vad = 255,4 kN/m a partir de los 2,5m por debajo del apoyo en la viga → y sólo en el 1º metro



$V_{cd} = \frac{190,44}{2} = 380,9$ kN/m

Dimensionamiento con programa Basic (Armadura en fracción A_s = 15,7 cm²/m)

$A_{sw}/s \geq 5,08$ cm²/m

Se disponen planos a 0,30 de 1c φ8 a 0,60

FLECHAS Y CORTANTES TRANSVERSALES

Tanto los fondos transversales como los cortantes transversales basta con poner la cuantía mínima en ambos transversales

b = 1,00 m → A_s = 1,00 cm²/m

Cuantía mínima: $\frac{3}{2}$‰ = 1,60‰ → $A_s \geq$ 16,0 cm²/m

$A_s \geq$ 8 cm²/m en cada cara

→

Se cubre con φ12 a 0,15

Can Tunis 16-Enero-2004

VIGA SUPERIOR INCLINADA:

M_d = 579,72 KN.m ← Tracción arriba en el intradós

(Se ha considerado una rigidez de 1,00m de ancho)

Dimensionamiento con programas Pórtico:

A_s = 14,85 cm² → 5 ϕ 20 en tracción

Dimensionamiento a cortante

V_d = 450,94 KN

Dimensionamiento con programas EASE A_{st} = 7,19 cm²/m

Cortante último con 5ϕ20 en tracción

$V_{cu5\phi20}$ = 255,4 KN

Se tiene $V_d \leq$ 255,4 KN a 1,75m del borde → En esta zona y hacia en esta hacia falta armadura de cortante.

↓

A anclar a la armadura de cortante vertical

Can Tunis 16-Enero-2004

III LOSA DE CIMENTACIÓN ← Archivo SAP SECCIÓN V B 50B4

1. Máximos positivos tapa del hastial

Com 1: 1,35 G1 + 1,00 G2 hormigón + 1,35 G2 impermeabilización + 1,5 Empuje + 1,5 Empuje + 1,50 Empuje + 1,50 Tráfico I (1,30 x 1,25 = 1,755)

para tener en cuenta peso de balasto y vías

$M_d = \frac{525,19 \text{ KNm}}{0,50\text{m}} = 1050,38 \text{ KN m/m}$

Dimensionamiento de armadura con programas PÓRTICO

Se disponen horquillas de limpieza para ejecución losa

0 0 0 0 ⅄ 0,025 ⅄ 0,016 ⅄ 0,03 ↑ tendrán IIa

Recubrimiento mecánico r = 0,058m

r = 0,06m

A= → 20,29 cm²/m ← Se colocan con ϕ 25 a 0,20 (24,545 cm²/m)

[Se cumple cuantía mecánica para evitar fallo frágil tipo de flexión

$A_s \geq 0,04 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 12 \frac{25/1,5}{500/1,15} = 19,92 \text{ cm}^2/\text{m}$]

Cortantes: Los tres lados siguen con pantalones

V_d = 505,2 KN/m

Armadura en tracción A_s = 24,545 cm²/m → A_{st} = 9,09 cm²/m/m

Como es transitorio se ajusta el calculo

Promediando el cortante (← es lo correcto)

$V_d = \frac{185.5}{0.50} = 371.0 \text{ kN/m}$ → $A_{1H} = 1.779 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{m}$

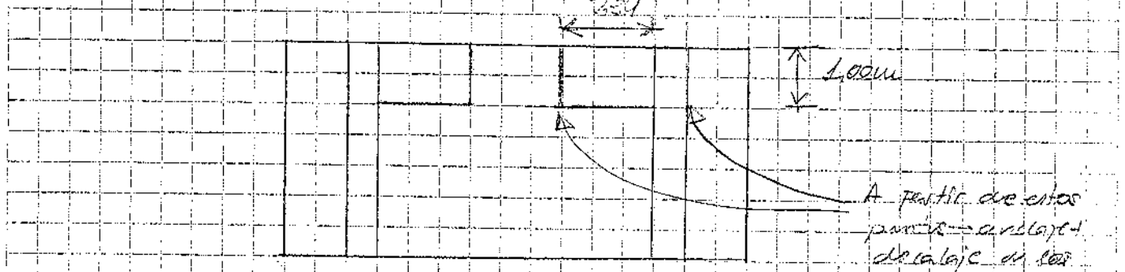
$A_s = 24.545 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si aumento un poco la armadura longitudinal para no tener que disponer armadura de cortante

Se dispone un refuerzo de $\phi 16$ a 0,20

$A_s = 24.5 \text{ cm}^2/\text{m} \longrightarrow A_{1H} = 9.00 \text{ cm}^2$

Se dispone el refuerzo así:



Cortante último sin armadura transversal y con $\phi 16$ a 0,20

$V_{cu} = 550 \text{ kN/m}$ ← lo que el cortante de diseño supera

El cortante último es muy poco en seguida los cortantes se reducen valores admisibles sin refuerzo y sin armadura transversal

$l_b \phi_{16,II} = \frac{500}{20} 1.6 = 40 \text{ cm}$ → total... 1.64 → Se forman bucles de

$d = 1.30 - 0.06 = 1.24 \text{m}$

Intrados ← | → Trasdós

← 4.00 m → 1.75m

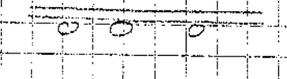
2) Máximo negativo junto al hastial

COMB 2: $1.00 G_1 + 1.50 G_{2 \text{ cimas}} + 1.00 G_{2 \text{ mfr}} + 1.50 E_{a\sigma m} + 1.50 E_{agua s} + 1.50 E_{a\sigma c} + 1.50 \text{ tráfico D}$

$M_d = \frac{340.16 \text{ kN.m}}{0.50 \text{m}} = 680.32 \text{ kN.m/m}$ (Del 6.6.2 seg. con el eje del hastial no es substancial)

Se aumenta el recubrimiento.

Recubrimiento mecánico



$r = 0.05 + 0.016 + \frac{0.025}{2} = 0.0375 \text{ m}$ Se toma $r = 0.08 \text{m}$

Dimensionamiento con programas EXCEL

$A_s = 13.49 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← es menor que la cuantía mecánica mínima necesaria para evitar rotura frágil por tracción → se dispone cuantía mínima $19.92 \text{ cm}^2/\text{m}$

→ 2 $\phi 16$ a 0,20 ($A_s = 20.11 \text{ cm}^2/\text{m}$)

El momento último aumenta a

$A_s = 20.11 \text{ cm}^2/\text{m}$

$T = A_s f_{yd} = 0.874 \text{ MN}$

$C = T = 0.85 f_{cd} 6.y \rightarrow y = 0.0617 \text{m} / x = 0.077 \text{m}; X = 0.062 d$

$z = d - y/2 = 1.30 - 0.08 - \frac{0.0617}{2} = 1.1892 \text{m}$ (Muy ajustado)

$M_u = T z = 0.874 \text{ MN} \cdot 1.1892 \text{m} = 1.04 \text{ MN.m/m}$

$M_u = 1040 \text{ kN.m/m} \rightarrow 1.53$ ← coeficiente de seguridad adicional

Cortantes:

V_d = 493,78 kN/m

Como hay criterio de flexión A_s = 24,6 cm²/m

Dimensionamiento a cortante → A_{st} = 3,74 cm²/m/m

Como igualmente hace falta armadura de cortante en la losa
se retira el refuerzo de armadura longitudinal

A_s = 24,545 cm²/m

V_d = 253,97 kN/0,5m = 507,94 kN/m

A_{st} = 4,894 cm²/m/m

Cortante último con armadura longitudinal de ϕ25 a 0,20 A_s = 24,54 cm²/m

V_{an} = 350 kN/m

Se lleva la armadura de cortante hasta 1,85 m de la cara del
hastial en toda la longitud.

En el voladizo V_d = 394,02 kN/m

armadura en tracción 2ϕ16 a 0,20 = 20,11 cm²/m

A_{st} = 2,91 cm²/m/m

Cortante último con 2ϕ16 a 0,20 → A_s = 20,11 cm²/m

V_{an} = 322,84 kN/m

Se lleva la armadura hasta 1,65 m de la cara del hastial

3) Máximo negativo entre hastiales

COMB3: 1,35 G_1 + 1,50 G_2 Tierras + 1,00 Empuje ⊖ + 1,50 Sobrepresión + 1,50 Empuje

8 hipótesis de tierras entre hastiales

La S en el terraplén de movimiento negativo

⊖ En este caso siempre puede haber sobrepresión con tierra empujando en los hastiales. Tampoco se ha considerado el peso en la dirección de vía y sus sobrecargas pero se ponen tensiones con todo seguro

M_d = 705,27 kNm/m / 0,5m = 1411,54 kN m/m

→ Dimensionamiento con programas DASC Γ = 0,06 (cumbrimiento aceptable)

→ A_s = 23,41 cm²/m

Se cubre con 2ϕ20 a 0,20 → cumple cuantía mínima para
evitar rotura frágil tras la
fisuración

Cortantes:

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde en apoyo directo (a 1,2m en eje)

V_d = 266,52 kN/0,5m = 533,05 kN/m

Dimensionamiento con programas base

V_d = 266,52 kN/0,5m = 533,05 kN/m

A_s = 20,11 cm²/m → Como mínimo cabe en el apoyo

A_{st} = 5,27 cm²/m/m

Cortante último sin armadura transversal y con 2Φ16 c 0,20

Vau = 322,74 KN/m

Donde se interrumpe la armadura de cortante los 2Φ20 están perfectamente anclados (incluido el decalaje)

Cortante último con 2Φ20 a 0,20

Vu1 = 329,9 KN/m

El momento Mu1 la armadura de cortante hasta

l/3 = 1,17 + 0,75 - 0,65 = 2,44 m → habilito 2,50 m

↑ es más limitante que cara!

A1/1 = 5,82 cm²/m/m

Tomando los planos a 0,20 → 1,16 cm²/m en cada plano

→ 2 ramas Φ10 por metro

Cuantía geométrica mínima de la cara

W ≥ 1,82 m³ → h ≥ 18/1000 · 1,2 m²/m = 0,0021 m²/m

A2 ≥ 7,4 cm²/m

A2 ≥ 11,7 cm²/m en cada cara → Φ16 a 0,20 en ambas caras

Suspensión del cortante Bandas verticales

Vd = 187,2 KN/a,50m → 374,62 KN/m

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{375\ KN/m}{400\ MPa} = 0,0009375\ m^2/m = 9,375\ cm^2/m$

En 1,50m → 14,06 cm² → 2 planos 3 c Φ 12 /plano

Axil en "puntal"

Nd = 850 KN

Acciones sobre el "puntal" de ancho 3,00 m de tierras (aquí todo improbable) + sc de uso de 10 KN/m²

→ $q_{sc\,uso}$ = 10 KN/m²

$q_{tierras}$ = 6,0 KN/m²

Dimensionamiento de pilar + losa de compresión "in situ"

Luz de cálculo considerada: 11,50m + dos lados seguro en cont. 1,00 m = en punta

(No nota de cálculo de la losa de cubierta del tramo de puntal)

$M_q = \frac{q \cdot l^2}{8}$

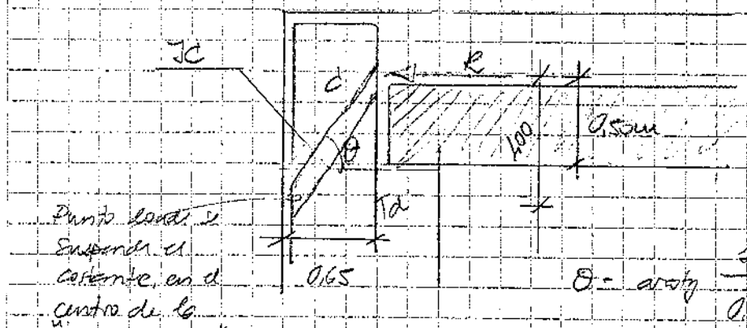
$V = \frac{q \cdot l}{2}$; a l canto útil $V = \frac{q \cdot (l-h)}{2}$

Can Tunis — 19-Enero-2003

COMPROBACIÓN MURO

DIMENSIONAMIENTO COMO MÉNSULA CORTA

Ver dimensionamiento del muro de guarda del tramo de prueba



Punto donde se suspende el cabestrante en el centro de la "viga superior"

$\theta = \operatorname{arctg} \frac{1,00}{0,65 - 0,05} = 59,04°$

(0,05 = grosor biela, aprox.)

$Cd \cdot tg \quad Cd \cdot \cos\theta = Rd = 850\ kN$

$Cd = \frac{Rd}{\cos\theta} = \frac{850}{\cos 59,04} = 1652,3\ kN$

$Td = Cd \cdot \operatorname{sen}\theta = 1652,3 \cdot \operatorname{sen} 59,04 = 1416,88\ kN$

$Td = 1416,9\ kN$ en 1,20m $\rightarrow$ $Td = 1180,75\ kN/m$

$As \geq \frac{Td}{fyd} = \frac{1,181}{400} = 2,952 \times 10^{-3}\ m^2/m$ — $As = 29,52\ cm^2/m$

2 Φ 20 a 0,20

(en total $\rightarrow$ 35,42 cm^2 en los 1,20m)

Armadura a cortante (tomando el cortante a 1 canto, aprox)

$Vd = \frac{850}{2} = 425\ kN \rightarrow 355\ kN/m$

Armadura en tracción $As = 5,71\ cm^2/m$

Atb: 0 → no hace falta armadura de cortante, aún así se disponen 2 ramas Φ 10 por metro en planos a 0,20

Se disponen los 35,42 cm^2 en el 1,2m que está en contacto directo con la zona de puntal → 12 Φ 20 en esa zona

(15)

Can Tunis — 19-Enero-2003

La tracción del armado de guarda debe repartirse en la altura vertical del muro

En el armado de guarda se toman 16 Φ 20

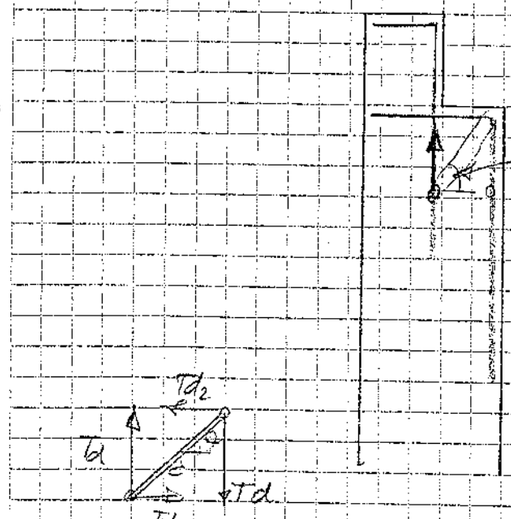
$A_{s1} = 25,136$ en 1,50m

El armado típico del muro es Φ 20 a 0,20 → 15,71 cm^2/m

en 1,50m → $A_{s2} = 23,565\ cm^2$

Caso de cumplir — Bastará con dejar una longitud de anclaje generosa, ($A_{s1} \simeq A_{s2}$)

$l_b\ \Phi 20 = \frac{15 \cdot 2^2}{4} = 60cm$ — Se toma 1,00m para tener reparto generoso y transmisión de la fuerza de las barras a las barras de flexión del trasdós



Por la geometría del modelo

$Td_2 = Td$ $\quad As = 12 \Phi 25 = 37,70\ cm^2$

$Td = As \cdot fyd = 37,70 \cdot 10^{-4} \cdot 434,6 = 1,6394\ MN/1,20m$

$Td_2 = \frac{1,6394\ MN}{1,20m}$

$Td_2 = 1,366\ MN/m$

(16)

Can Tunis — 20-Enero-2004

Si reparte en 1,50 de altura → 0,9108 MN/m/m/m

$A_{st} \geq \frac{T_{Rd}}{f_{yd}} = \frac{0,9108 \text{ MN/m/m}}{400 \text{ MPa}} = 22,77 \text{ cm}^2/\text{m/m}$

a añadir a la armadura de cortante necesaria

$A_{st,total} = 22,77 + 5,08 = 27,85 \text{ cm}^2/\text{m/m}$

A disponer → Planos a 0,20 de 1c Φ16 c 0,60

$A_{st} = \frac{2 \times 2,011}{0,60 \times 0,30} = 22,52 \text{ cm}^2/\text{m/m}$ ← OK!

Se disponen planos a 0,20 de 1c Φ16 c 0,60

RASANTE EN LA JUNTA

Para el rasante se considera la totalidad de la junta $A = 1,50 \times 0,70 = 1,05 \text{ m}^2$

$V_d = 850 \text{ kN}$

Limitación $\sigma_{md} \leq 0,25 f_{cd} = 4,17 \text{ MPa}$

$\sigma_d = \frac{850 \cdot 10^3 \text{ kN}}{1,05 \text{ m}^2} = 0,81 \text{ MPa} \ll \sigma_{md}$ ← No hay problemas por el hormigón

$\tau_{rd} = P \cdot f_{ctd} + \frac{A_{st}}{S_p} f_{yd} (\mu \sin\alpha + \cos\alpha) \pm \mu \sigma_{cd}$ (cos α ≈ 0, σcd ≈ 0)

- Juntas rugosas → $P = 0,4$; $\mu = 0,90$
- $f_{ctd} = \frac{1}{\gamma_c} 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = \frac{1}{1,50} \cdot 1795 = 1197 \text{ MPa}$

Despejando $A_{st}/s \geq \frac{P}{f_{yd}} (\tau_d - P f_{ctd}) \frac{1}{\mu \sin\alpha}$ → $A_{st}/s = \frac{1,50}{400} \cdot (0,81 - 0,4 \cdot 1,197) \cdot \frac{1}{0,9 \cdot \sin 90°}$

$A_{st}/s = 8,78 \text{ cm}^2/\text{m}$. Hay dispuesto 1Φ20 en 0,70 m

$A_{st} = 7,66 \text{ cm}^2$ $A_{st} = 50,272 \text{ cm}^2$ ← Cumple sobradamente!!

(16)

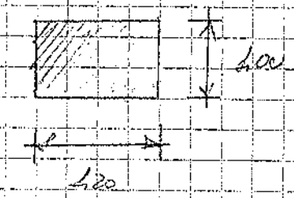
Can Tunis — 16-Enero-2004

PUNTAL ENTRE MAMPARAS

ACCIONES: - Peso Propio

- Recibir sobrecarga de 10 kN/m²
- Axil transmitido por los mamparos

SECCIÓN TRANSVERSAL



AXIL MÁXIMO TRANSMITIDO POR LOS MAMPARAS

$N_d = 850 \text{ kN}$ ← Valor de diseño

Se realiza un dimensionamiento pasado al de la losa de cubierta del tramo de prueba.

Se considera un posible relleno de nata (masa de fresas) (Muy del lado seguro) para el dimensionamiento.

(17)

Cass Timis — 19-Enero-2004

(A) EN CONSTRUCCIÓN: h = 0,45 m — A 1 canto útil

Cuadro resumen

	M [kN·m/m]	V [kN/m]	V [kN/m]	
g1	186,0	64,7	59,64	x 1,35
g1'	227,2	79,06	72,87	x 1,50
q	165,3	57,5	53,0	x 1,50
Total...	616,85	201,06	185,32	ELU
Total...	429,83	149,51	129,52	ELS

Combinación considerada: 1,35 g1 + 1,50 g1' + 1,50 q

(B) EN SERVICIO: h = 0,75 m — a 1 canto útil (d = 0,75) del eje del apoyo del lado izquierdo

Cuadro resumen

	M [kN·m/m]	V [kN/m]	V [kN/m]	
g1	450,0	150,0	128,75	
g1'	720,0	240,00	210,0	
q	190,0	60	51,5	
Total...	1507,5	652,5	566,06	ELU
Total...	1250	450	390,75	ELS

Combinación considerada: 0,75 g1 + 1,50 g1' + 1,50 q

Los de mayor seguridad que queda por entrar respecto de la retracción final de contracción

(18)

EN CONSTUCCIÓN:

Sección resistente: PRELOSA

Dimensionamiento en ELU

Md=		616.85 kN·m/m
Canto h=		0.45 m
recubrimiento mecánico r=		0.0835 m
Hormigón	HA-	25 MPa
Ancho	b=	1.00 m
Lím. el.	fyd=	434.78 MPa
Módulo def.	Ec=	27264.04 MPa
U0=		5.19 MPa
Us1=		2.11 MPa
As=		48.60 cm2
As disp=		72.00 cm2

Comprobación en Servicio:

Mk=		430 kN·m/m		
FISURACIÓN:				
n=		7.336		
ro1=		0.020		
Prof f.n.	X=	0.151 m	X=	0.412 d
I fisurada	If=	0.00360048 m4		
I íntegra	I=	0.00759375		
Proporción	If=	47.41 % de I		
Estado tensional:				
Compr. Máx hormigón:		18.02 MPa		
Tensión armaduras:		188.88 MPa		
Tens residual:		245.90 MPa		
Flecha máx:		57.999 mm		

EN SERVCIO:

Sección resistente: LOSA

Dimensionamiento en ELU

Md=		1510 kN·m/m
Canto h=		1 m
recubrimiento mecánico r=		0.0835 m
Hormigón	HA-	25 MPa
Ancho	b=	1.00 m
fyd=		245.90 MPa
U0=		12.98 MPa
Us1=		1.77 MPa
As=		71.90 cm2

ARMADURA A DISPONER:

As= 72.00 cm2 cada 1.00m
As= 86.40 cm2 cada 1.20m

(19)

Armadura necesaria $A_s = 72,00\ cm^2/m$

en 1,20m → $86,40\ cm^2$ → 18 Φ 25 por <u>prolosa</u>

VERIFICACIÓN EN CORTANTE

① EN CONSTRUCCIÓN

$V_d = 185,32\ kN/m$

$f_{ck} = 25\ MPa$

Longitud de anclaje dellos Φ25 $l_{b\,I\Phi25} = 15 \cdot 2,5^2 = 93,75\ cm$

< l canto útil a tiene anclada $d = 0,40m$

→ $U_{anclada} = U \cdot \frac{0,40}{0,94} = U \cdot 0,427$ → el 42,7% de la armadura está anclada

$V_u = 18 \times 1,909 \times 0,427 = 37,72\ cm^2/m$

Dimensionamiento con programa Dabiz

$A_{tt} = 0$ → no hace falta armadura de cortante en construcción

② EN SERVICIO

$V_d = 566,05\ kN/m$

$f_{ck} = 25\ MPa$

Igualmente se considera que solo se dispone de $37,72\ cm^2/m$ eficazmente anclados a l canto útil desde apoyo

$A_{tt} = 8,60\ cm^2/m/m$

en 1,20m → $A_{tt} = 10,32\ cm^2/m$

Disponiendo 2 planos de cercos → $5,16\ cm^2/m$ en cada plano

→ 2 cuadros con 1 c Φ 10 a 0,20 ($7,85\ cm^2/m$)

Como el armado es bajo, no se pretende reducir la cuantía de armado

DESVIACIÓN DE LA ÚLTIMA BIELA DE CORTANTE EN SERVICIO

$V_d = 652,5\ kN/m$

→ $A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0,6525}{400} = 16,31\ cm^2/m$

en 1,20m → $19,575\ cm^2$ → 7 Φ 20

SEPARACIÓN MÁXIMA DE CERCOS: (Nec dimensionamiento de la cubierta del tramo de prueba)

(A) En construcción

$V_{Rd} = 1225\ kN/m$

como $V_d \leq V_{Rd}$ → $S_t \leq 0,80d = 0,80 \times 0,40 = 0,32$ → 7 Φ 300 mm

Es sample

(B) En servicio

$V_{Rd} = 4582,5\ kN/m$

como $V_d \leq \frac{1}{5} V_{Rd}$ → $S_t \leq 0,80d = 0,80 \cdot 0,95 = 0,76$ → 3 Φ 300 mm

Es sample

Cam Tunis 19-ENERO-2004

RASANTE ENTRE JUNTAS ENTRE HORMIGONES

Armadura de tracción $A_s = 88,362\ cm^2/m$

en 1,20m → $A_s = 106,03\ cm^2$

$U = A_s \cdot f_{yd} = 106,03 \times 434,8 = 4.610\ MN$

$T_d = 4.610\ MN$

Tensión tangencial media $\tau_{md} = \dfrac{4.610\ MN}{1,20m \cdot 5,35m} = 0,6682\ MN/m^2$

Resistencia de la junta:

$$\tau_d = R\,f_{ctd} + \mu\left(\frac{A_{st}}{S_p} f_{yd} \cdot d + \sigma_{cd}\right) \le 0,25\ f_{cd}$$

Superficie rugosa entre hormigones

$R = 0,40$; $\mu = 0,90$ $A_{st} = 15,7\ cm^2/m/1,20m$

$f_{ctd} = 1,197\ MPa$ $A_{st} = 13,083\ cm^2/m/m = 13,083\ cm^2/m^2$

$f_{yd} = 400\ MPa$

$\sigma_d = 0$

Sustituyendo valores

$\tau_{rd} = 0,40 \cdot 1,197 + 0,9\left(\dfrac{13,083 \cdot 10^{-4}}{1,00} \cdot 400 + 0\right) = 0,9498\ MN/m^2$

Como $\tau_{md} < \tau_{rd}$ ← OK Con la armadura de cortante es suficiente para soportar el rasante!!!

(72)

Cam Tunis 19-ENERO-2004

INESTABILIDAD DEL PUNTAL

$I = \frac{1}{12} b \cdot h^3 = \frac{1}{12} 1,00 \cdot 1,00^3 = 0,08333\ m^4/m$

$A = 1,00 \times 1,00\ m^2/m$

$i_c = \sqrt{I/A} = 0,2887\ m$

Esbeltez $l_o = \beta \cdot l = 1,00 \cdot 12,0 = 12,00\ m$

$\lambda = \dfrac{l_o}{i} = \dfrac{12,00}{0,288} = 41,57$

Como $\lambda \le 35$ ← Puede usarse el método simplificado de EHE

Excentricidad adicional:

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

Donde $l_o = 12,00m$

$i_c = 0,2887m$

$h = 1,00m$

$\varepsilon_y = 0,002174$

$\varepsilon = 0,0045$

$\beta = 1,20$ ← Ver dimensionamiento cubrete sin tramos en prueba

En interpolación → $e_a = 0,60\,e_2 + 0,40\,e_1$

$e_a = 0,60 \cdot$

$M_d = 1507,5\ kN\,m/m$ $e = 1,774m$ → $e_1 = 0,60\ 1,774$

$N_d = 850\ kN/m$ $e_a = 1,064m$

(73)

La excentricidad adicional es:

$$e_a = (L + 0{,}12\ L_{20})(0{,}002/74 + 0{,}0045)\ \frac{1 + 20\ L_{064}}{1 + 10\ L_{064}}\ \frac{17^2}{50\ 0{,}2887}$$

$e_a = 0{,}1473$ m

$e_{tot} = 1{,}774 + 0{,}1473 = 1{,}9213$ MN.m/lm

$M_d = 850 \times 1{,}9213 = 1633{,}11$ KN.m/lm

$N_d = 850$ KN/lm
$M_d = 1633{,}11$ KN.m/lm

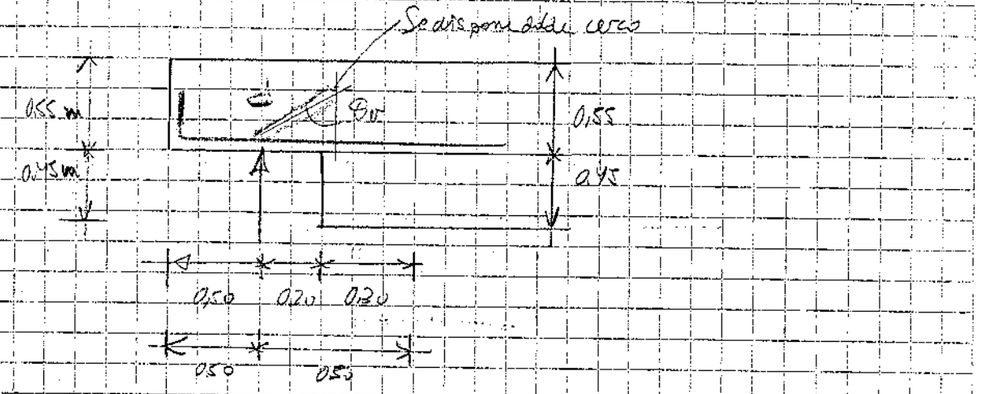
$A_s \geq 38{,}01$ cm²/lm

Dimensionamiento con programas BASE

Aun tomando la unidad del axil $\rightarrow A_s \geq 42{,}14$ cm²/lm

Hay margen más que suficiente respecto de la armadura longitudinal dispuesta

DIMENSIONAMIENTO COMO MÉNSULA CORTA:



Hormigonado monolítico $\cot g\theta \leq 1{,}4 \rightarrow \theta \geq 35{,}54$

Se tiene $\theta_{cr} = \operatorname{arc\,cotg} \frac{0{,}20}{0{,}55 - 0{,}05} = 21{,}80$ $\quad \theta_{cr} = 21{,}80°$

Funcionará con menor canto hasta tener $\theta = 35{,}54°$ y $\cot g\theta = 1{,}40$

$V_d = 652{,}5$ KN/lm ← cortante máximo en cercos (ya mayorado)

$T_{1d} = F_{cd}\ \cot g\theta + F_{wd}$

Si tomo $F_{wd} = 0{,}20\ F_{cd} = 0{,}20\ 652{,}5 = 130{,}5$ KN/lm

$T_{1d} = 650\ \cot g\ 35{,}54° + 130{,}5 = 594{,}83$ KN/lm

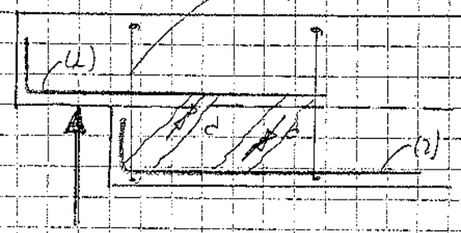
$A_s \geq \frac{T_{1d}}{f_{yd}} = \frac{0{,}595\ MN}{400\ MPa} = 14{,}87$ cm²/lm ; en 1,20m → 17,85 cm²

Hay dispuestos 7 Φ20 en 1,20m (21,994 cm²) OK

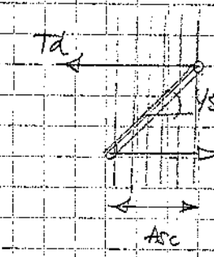
longitud de anclaje de $\phi 25$

$l_{b,\phi 25} = 15 \cdot 2,5^2 = 93,75$ cm — 8 barras $l_{b,25} = 1,00$ m

Debe transmitirse la carga de la base (1) primero a la barra en los pórticos



Se debe aumentar un poco la armadura transversal para garantizar la transmisión de esfuerzos de la barra (1) a la barra (2)



$A_{sv(1)} = 21,994$ cm²/m

$A_{sv(2)} = 73,655$ cm²/m

$A_{sv(2)} \geq A_{sv(1)} \rightarrow$ (OK!)

$Td = U = A_s \cdot f_{yd} = 21,944 \cdot 10^{-4} \cdot 434,8$ MPa $= 0,9563$ MN/m

$Td_v = Td \cdot tg\,45 = 0,9563 \cdot tg\,45° = 0,9563$ MN/m

con lo cual $A_{sv} \geq \frac{Td_v}{f_{yd}} = \frac{0,9563}{400} = 23,90$ cm²/m

en 1,20 m $A_{sv} \geq 28,69$ cm²

en cada banda de cercos $A_{sv} = 14,34$ cm²

a añadir a la armadura de cortante

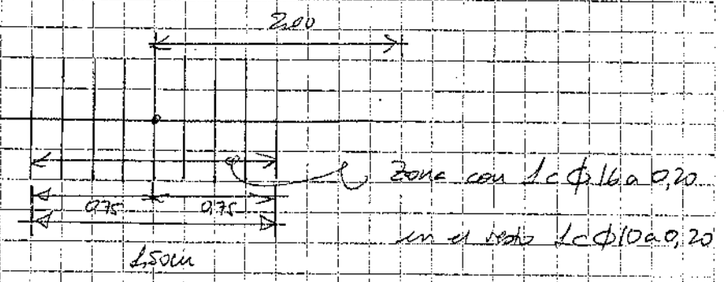
Se repite en la conexión de anclaje del $\phi 25$ — 1,00

$A_{sv} = 14,84$ cm²/m

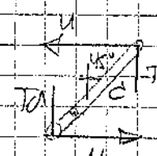
$A_{sv\,total} = 14,84 + 5,16 = 19,5$ cm²/m

Se cubre con 1cϕ16 a 0,20 ($A_{sv} = 20,11$ cm²/m)

Queda como



En los 7 ϕ20 hay 3 que quedan fuera de los cercos. Debe pasar la capacidad mecánica de estas barras al interior de las cercos que es donde se anclan las bielas de cortante



$Td = U \cdot tg\,45°$

$U = 3,142 \cdot 10^{-4} \cdot 434,8 = 0,1366$ MN

$A_s \geq \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{0,1366\,MN}{400\,MPa} = 3,415$ cm²

en 1,50 m → 2,27 cm²/m ← Se cubre con ϕ10 a 0,20 (3,925 cm²/m)

Cam Tunnel

20-Enero-2004

SUSPENSIÓN DEL CORTANTE

$V_d = 650\ KN/m = 0.65\ MN/m$

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0.65}{400} = 16.25\ cm^2/m$

En 1.20m $A_s \geq 19.5\ cm^2$

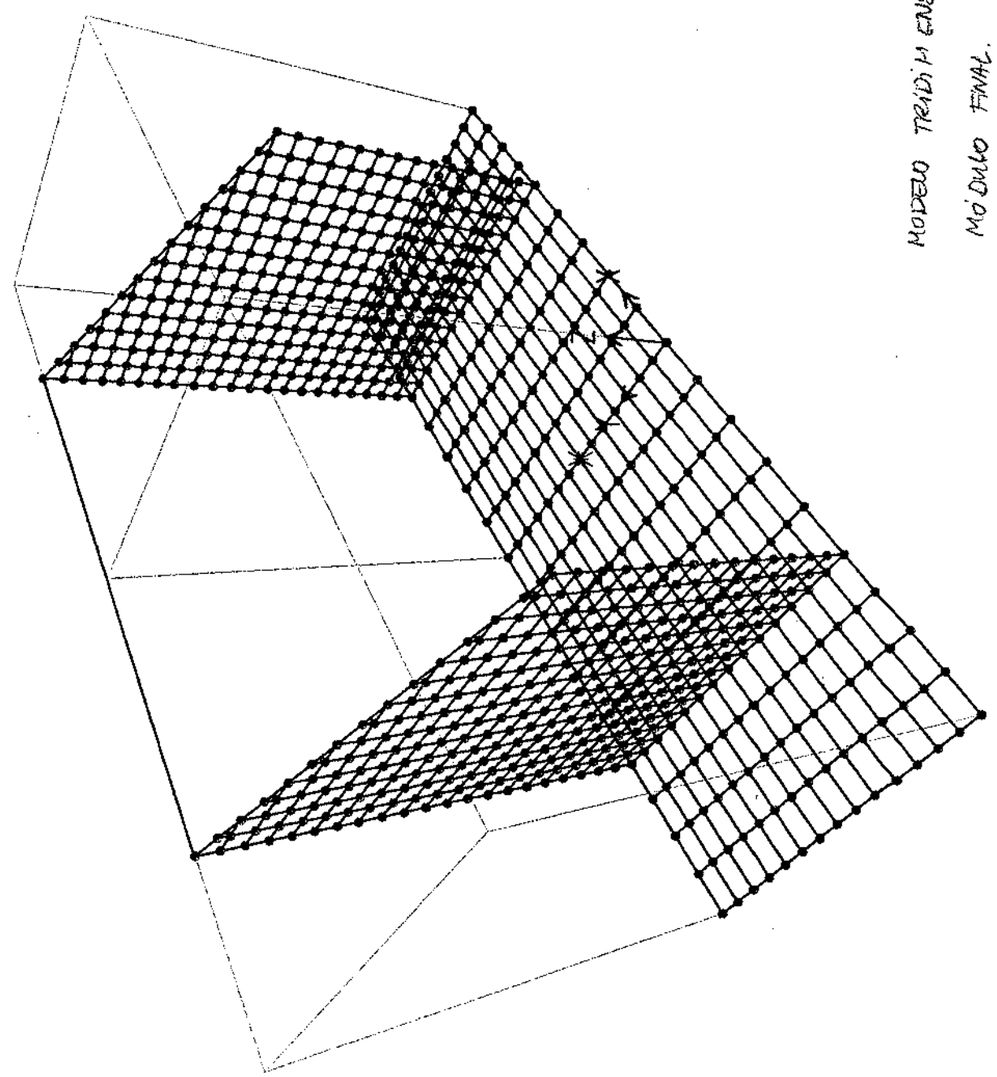
En cada banda de cercos $9.75\ cm^2 \rightarrow$

Se dispones 2 cercos Ø16 en el extremo.

(en cada figura)

enero 21,2004 10:05

MODELO TRIDIMENSIONAL DEL MÓDULO FINAL.



SAP2000 v6.11 - File:SECCION V B - 3-D View - KN-m Units

Can Tunis — 22-Enero-2004

MODIFICACIÓN GEOMETRÍA Z=-1.0A

Se hace algo más somera y se hacen coincidir los talones para después salir la cara superior de la viga a la misma cota.

Se hacen las mismas modificaciones que en la sección tipo Z=-1.0

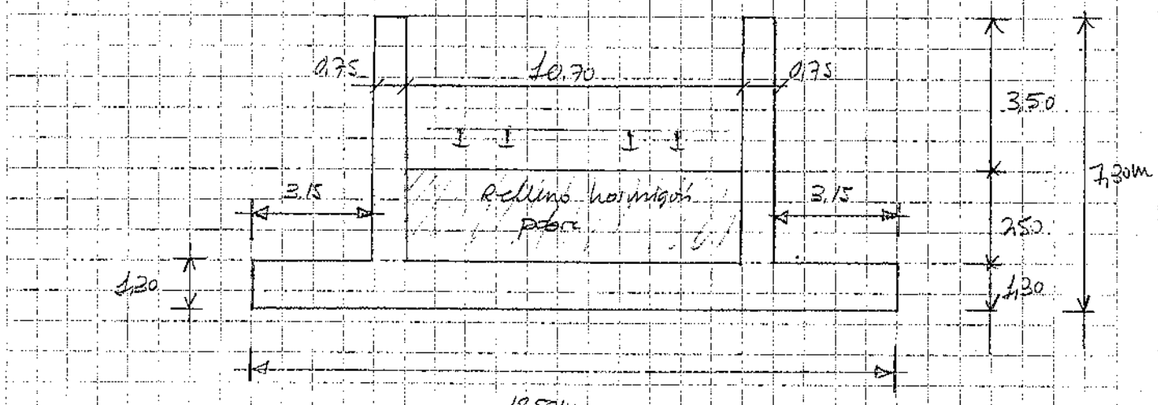
[Pueden consultarse las modificaciones al final de la vista de alzado de la sección Z=-1.0m]

Can Tunis — 21-Enero-2004

ZONA DE ENTRADA AL TUNEL (LADO CASTELLBISBAL)

Zona de salida para entroncar con la sección existente

GEOMETRÍA: Consiste en la transición de las alturas.



ACCIONES:

* Peso propio
* Tierras — Peso tierras
  — Empujes
* Agua en NF (a la cota +2.00) — Empuje de agua
  — Subpresión de agua
  ↑ COMPROBACIÓN DE FLOTACIÓN DE LA U
* Cargas permanentes
* Tráfico (sobrecarga)

EL NF máximo se toma a la cota +2.00m

COMPROBACIÓN DE LA SEGURIDAD A FLOTACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Ver nota de cálculo en la sección Z=-1 pag 2 y 5.5

Como se verifica la flotación en la estructura anteriormente calculada cita que para mayor peso y la misma subpresión máxima, también se cumplirá

VERIFICACIONES GEOTÉCNICAS — Archivo SAP "SECCIÓN VI B SDB"

— Interacción con el terreno

Coeficiente de balasto considerado $K_b = 10000\ kN/m^3$ ($1000\ Tn/m^3$)

Se utiliza el mismo modelo que se empleó para el dimensionamiento y verificación de la sección Z=-1,0 → Z usando las mismas uniones para asumir el contacto con el terreno

Adaptación del modelo

a) En cota → añadir el 0,5m de tierras inicial

$q = 0{,}50 \times 20 = 10\ kN/m^2$

$K_a = 0{,}533$

→ $\Delta E_{a\,cota} = 0{,}533 \times 10 = 5{,}33\ kN/m^2$

b) Peso de tierras

añadir $10\ kN/m^2$

c) $E_{a\,sum}$ — añadir 0,5m de tierras inicial (el N.T no llega hasta arriba)

$q = 10\ kN/m^2$, $K_a = 0{,}533$

→ $\Delta E_{a\,sum} = 5{,}33\ kN/m^2$

d) En SC → añadir los 5,38 kN/m^2 en la misma altura

VERIFICACIONES GEOTÉCNICAS

Hipótesis

a) Máxima reacción en los extremos

COMB 1: $G_1 + \frac{G_{2\,terr}}{1{,}30} + G_{2\,hormi} + E_{a\,RCO} + Tráfico\ a\ 1\ lado + E_{a\,sc}$

Nudo extremo $\sigma = \frac{76{,}09}{0{,}5625} = 135{,}25\ kN/m^2 = 1{,}35\ Kg/cm^2$

Nudo adyacente $\sigma = \frac{153{,}91}{1{,}125} = 136{,}72\ kN/m^2 = 1{,}37\ Kg/cm^2$

Nudo bajo tirante $\sigma = \frac{144{,}72}{1{,}052} = 137{,}57\ kN/m^2 = 1{,}38\ Kg/cm^2$

Nudo tipo $\sigma = \frac{85{,}07}{0{,}9792} = 137{,}94\ kN/m^2 = 1{,}38\ Kg/cm^2$

Obs 1: Sin tener en cuenta los empujes del terreno en los trasdoses

Nudo extremo $\sigma = \frac{85{,}27}{0{,}5625} = 151{,}41\ kN/m^2 = 1{,}51\ Kg/cm^2$

Nudo adyacente $\sigma = \frac{166{,}20}{1{,}125} = 147{,}73\ kN/m^2 = 1{,}48\ Kg/cm^2$

Obs: Todo el terreno está comprimido

b) Máxima reacción en el centro:

COMB 3: $G_1 + G_{2\,terr} + G_{2\,hormi} + D_{arena} + E_{a\,RCO} + Tráfico\ a\ ambos\ lados + E_{a\,sc}$

Obs: El terreno está totalmente comprimido

Tensiones extremas. Son menores que en COMB1 y COMB2

Punta bajo muro: $\sigma = \frac{147,42}{1,053} = 140,13 \text{ KN/m}^2 = 1,41 \text{ Kg/cm}^2$

Punta centro: $\sigma = \frac{146,32}{0,9792} = 149,43 \text{ KN/m}^2 = 1,49 \text{ Kg/cm}^2$

c) Reacción mínima sobre el terreno

c1) COMB4: $G_1 + G_{2\,Horiz} + Sobrecarga - E_{Terreno} + E_{Agua}$

[(Entrando en Gz infraestructura) ← Los empujes es muy conservador → Nada posible tener expresión en tener g_2 más]

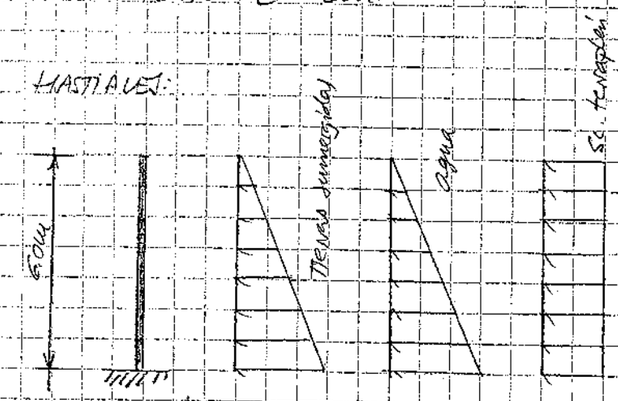
Da todo comprimido comprobado

c2) COMB5: $G_1 + G_{Vertical} + Sobrecarga - E_{Terreno} + E_{Agua} + G_{2\,vert} + \text{Trafico}$

También da totalmente comprimido → OK! No hay levantamiento

DIMENSIONAMIENTO EN ELU:

1) HASTIALES:



TENSIÓN	32,28	60	5,38	[KN/m²]
RESULTANTE	96,84	180	32,28	[KN/m]
MOM EMPOTR.	193,68	360	96,84	[KN·m/m]

Momento de empotramiento:

$Md = 1,50\,(193,68 + 360 + 96,84) = 1,50 \times 650,52 = 975,78 \text{ KN·m/m}$

Dimensionamiento con programa BASIC

Recubrimiento



Recubrimiento mecánico

$r = 0,052$

Si toma recubrimiento mecánico de

$r = 0,06 \text{ m}$

$As = 36,53 \text{ cm}^2/\text{m}$ → Si dispone $\Phi 25\,a\,0,20 + \Phi 20\,a\,0,20$

Tomando el momento en $h = 2,00 \text{ m}$

$Md = 1,50\,(57,39 + 106,67 + 43,04) = 1,50 \times 207,09 = 310,64 \text{ KN·m/m}$

$As \geq 10,77 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← Si sobra con las $\Phi 20\,a\,0,20$

Can Tunis 21-Dic-2004

A partir de este pto ← anclaje + decalaje de las barras

$lb_{I,\phi 20} = 15 \cdot 2^{\phi} = 60cm$

$d = 0.75$

$\Rightarrow h_{total} = 3.00 + 0.60 + 0.75 = 3.35m$

Se llevan las barras hasta los 3,50m ←

EJE CORTANTE

Tomando el cortante a 1 canto útil de borde del apoyo directo (de lado seguro se toma a 0,50 del borde del apoyo directo)

$Vd = 1.50(28,77 + 165 + 29,59) = 1.50 \times 283,36 = 425,04 kN/m$

Armadura en tracción $a_{sf} = \phi 20 + 0.20 \phi 25 a 0.20$

$as = 40,255 cm^2/m$

Dimensionamiento con programas BASI

$A_{t/t} = 6,955 cm^2/m$ ← se cubre con 1 c $\phi 10 a 0.60$ en planos a 0,30

$(A_{t/t} = 8,72 cm^2/m)$ (OK!)

La armadura longitudinal con refuerzo es válida hasta los 2,40m de altura

Cortante último con $\phi 20 a 0.20 + \phi 25 a 0.20 = 40.255 cm^2/m$

$V_{cu} = 302,7 kN/m$

Un valor característico correspondería a $(202,8 kN/m)$

El tramo $Vd,k = 199,06 kN/m$ a 1,25 m de altura donde aun es efectiva la refuerzo ← se interrumpe a esta altura la armadura transversal

Can Tunis 21-Dic-2004

En el pto donde se interrumpe el refuerzo de flexión

$h = 2,00m$ ← (de los seguros ordinarios anclaje + decalaje)

$V_k = 144,56 kN/m$

$V_d = 1,50 \times 144,56 = 216,84 kN/m$

$A_s = \phi 20 a 0.20 \rightarrow A_s = 15,71 cm^2/m$

Dimensionamiento con programas BASI

$A_{t/t} = 0,0$ ← no hace falta armadura de cortante

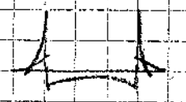
Cam Tunis — 21- ENERO - 2004

II) LOSA DE CIMENTACIÓN

1) Máximos momentos flectores positivos bajo hastiales

COMB 6: $1,35\,G_1 + 1,00\,G_{2\,forros} + \frac{1,35}{1,35+1,50}\,G_{2\,mbr} + 1,50\,E_{a\,cm} + 1,50\,E_{agua} +$

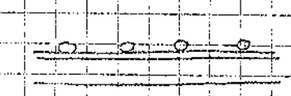
$+ 1,50\,E_{a\,sc} + 1,50\,T_{R/M}$ I



$M_d = 1084,26$ KN.m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

Se asigna al hormigón de limpieza para la ejecución de la losa



$c = 0,05 + 25\,cm$ (Ambiente IIa)

Se toma recubrimiento mecánico de $\boxed{r = 0,06}$

$A_s = 21,97$ cm²/m ← Se cubre con $\phi 20$ a 0,20 + $\phi 16$ a 0,20 como en sección $\boxed{2 = -1}$

Se cumple la cuantía mínima para evitar rotura frágil tras la fisuración

$A = 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 19,92$ cm²/m

Se emplea el mismo patrón de armado que en la sección $\boxed{2 = -1}$

Cortantes:

$V_d = 264,96$ KN/m ← (los reales están promediados) ← NO ES LIMITANTE

$A_s = 25,765$ cm²/m

$A_{tt} = 0$ cm²/m ← no hace falta armadura de cortante

Cam Tunis — 21- ENERO - 2004

2) Máximo negativo junto al hastial

COMB 7: $1,00\,G_1 + 1,50\,G_{2\,forros} + 1,50\,E_{a\,cm} + 1,50\,E_{agua} + 1,50\,E_{a\,sc} +$

$+ 1,00\,G_{2\,mbr} + 1,50$ tablero D

⊗ No se puede reducir el tirado con todo el valor intenso de hormigón pórtico — pico reforma del lado seguro, $0,00\,G_{2\,mbr}$

(Es determinante el pequeño, es limitante la cuantía mínima)

$M_d = 603,54$ KN.m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

Recubrimiento mecánico $\boxed{r = 0,06}$

$A_s = 11,49$ cm²/m ← Se cubre con la cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

Cortantes:

$V_d = 360,49$ KN/m (justo bajo el hastial) — muy del lado seguro

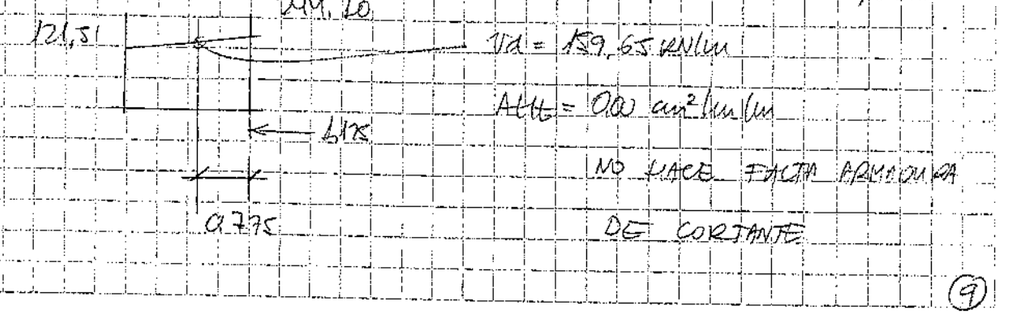
Armadura de tracción: 2ø16 a 0,20 $A_s = 20,11$ cm²/m

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_{tt} = 2,07$ cm²/m/m

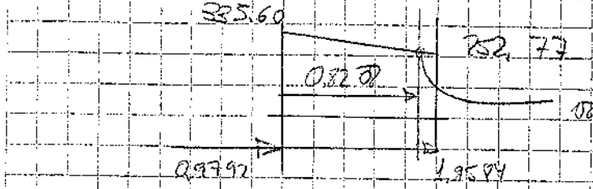
Tomando el axil a ½ canto útil del borde de apoyo directo

$V_d =$



Estado entre hastiales

Cortantes a 1 canto útil del borde del apoyo directo



Dimensionamiento con programa BASIC

A_{s1}/t = 0 cm²/m ← no hace falta armadura de cortante

3) Máximo negativo entre hastiales

COMB 2: 1.35 G1 + 1.50 Gravera + 1.50 Sobrepresión + 1.00 Estático

Si hay paso de camiones debe haber empuje

El terreno no puede haber relleno de tierras sin tener relleno

interno de hormigón pobre ← en condición de considerar

estado en cm de flexión y cortante

M_{sd} = -93.10 kN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s \geq$ 8.38 cm²/m ← es inferior a la cuantía mínima para

vencer rotura frágil por la tracción (por

tanto similar)

Se cubre con 2 Ø16 c 0.20 (20.11 cm²/m)

Cortantes (a 1 canto útil del borde del apoyo directo)

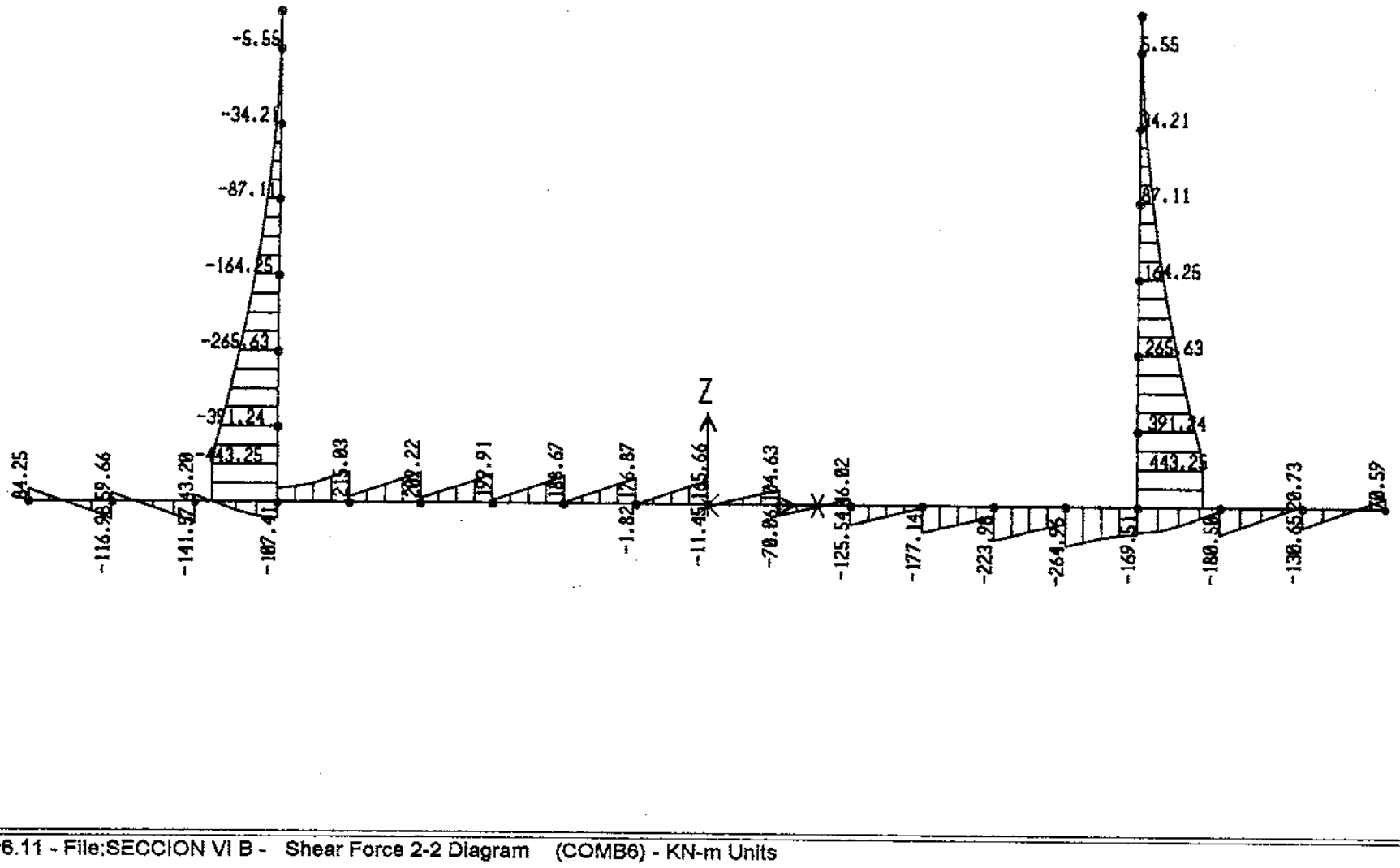
V_{sd} = 249.81 kN/m ; armadura en tracción A_s = 20.11 cm²/m

Dimensionamiento con programa BASIC

A_{s1}/t = 0.00 → no hace falta armadura de cortante

SAP2000

enero 21,2004



SAP2000 v6.11 - File:SECCION VI B - Shear Force 2-2 Diagram (COMB6) - KN-m Units

SAP2000

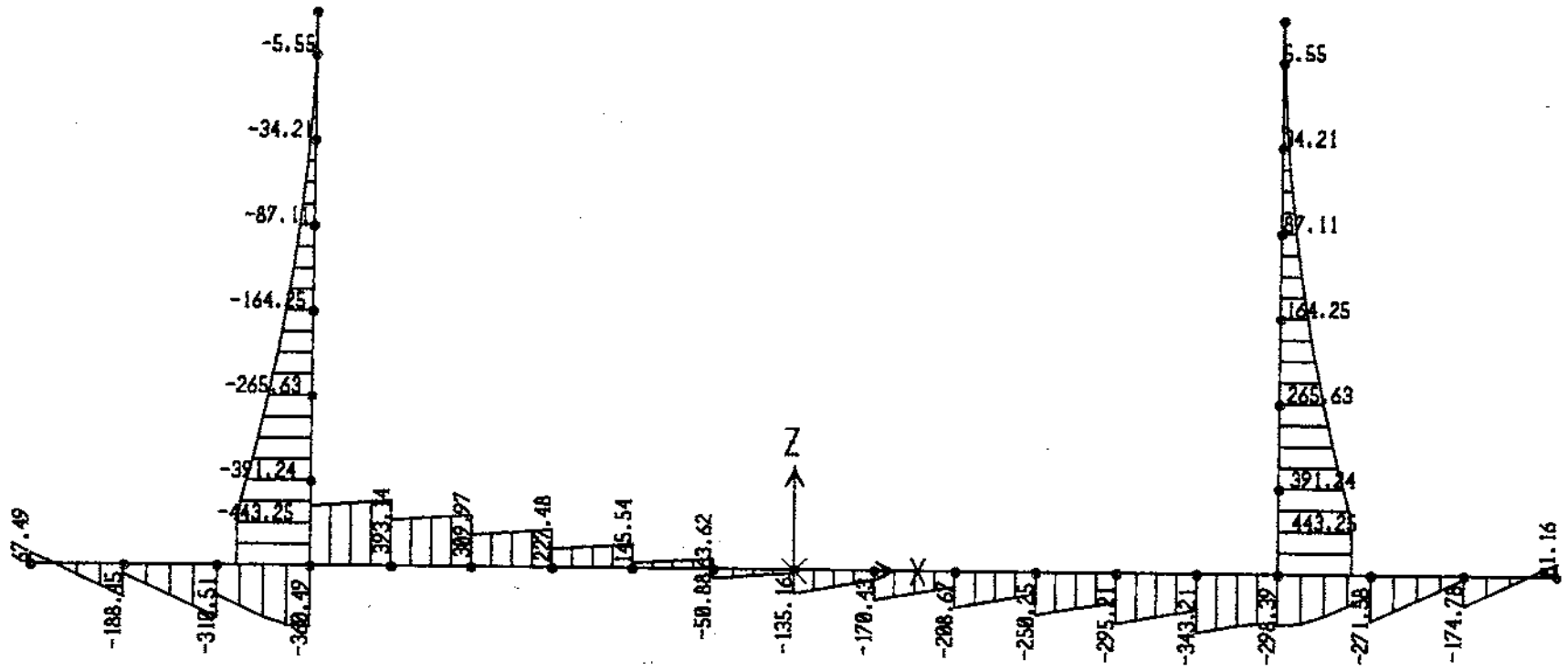
enero 21,2004 13:18

SAP2000 v6.11 - File:SECCION VI B - Moment 3-3 Diagram (COMB6) - KN-m Units

270

SAP2000

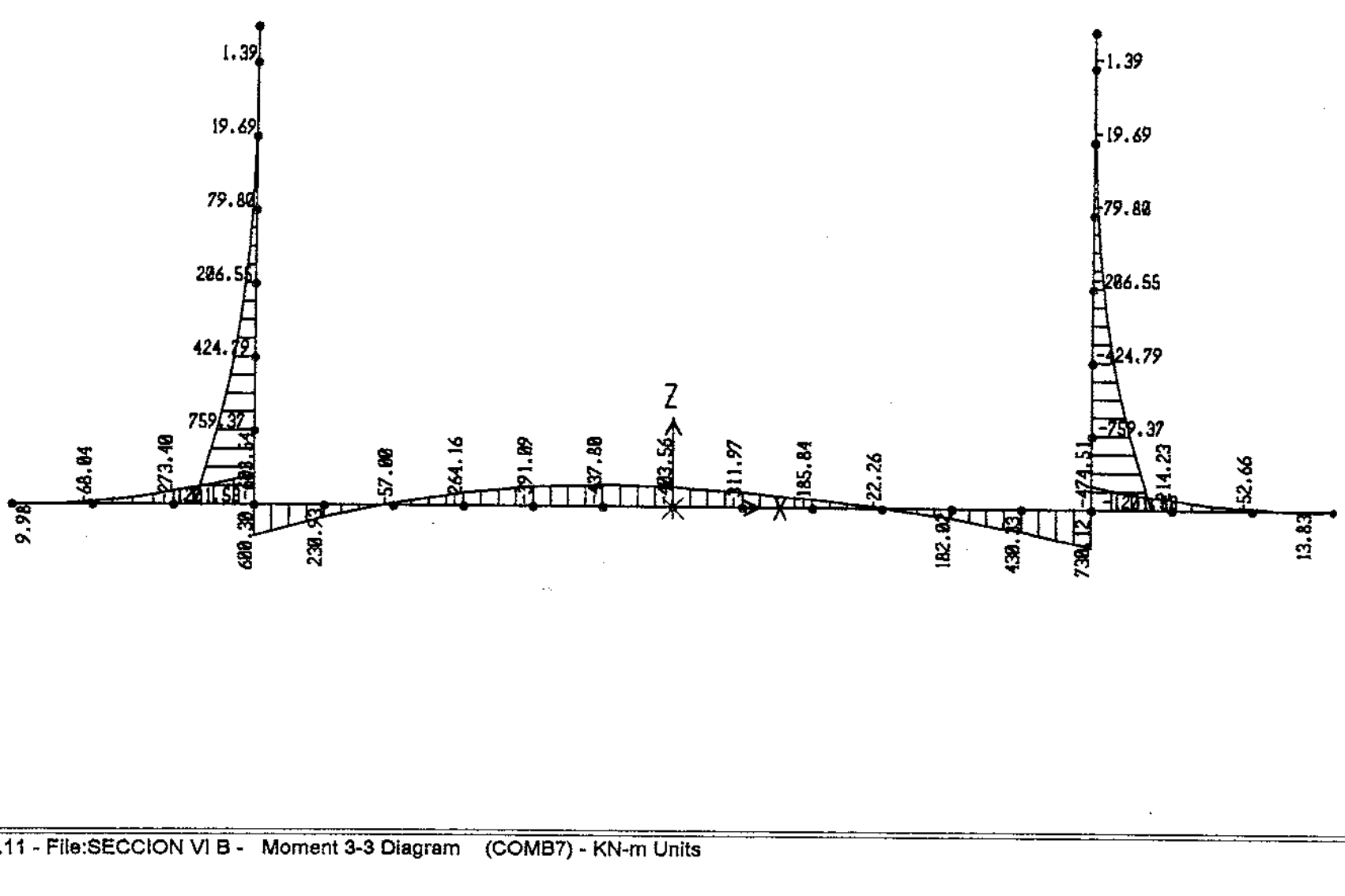
enero 21,2004



SAP2000 v6.11 - File:SECCION VI B - Shear Force 2-2 Diagram (COMB7) - KN-m Units

SAP2000

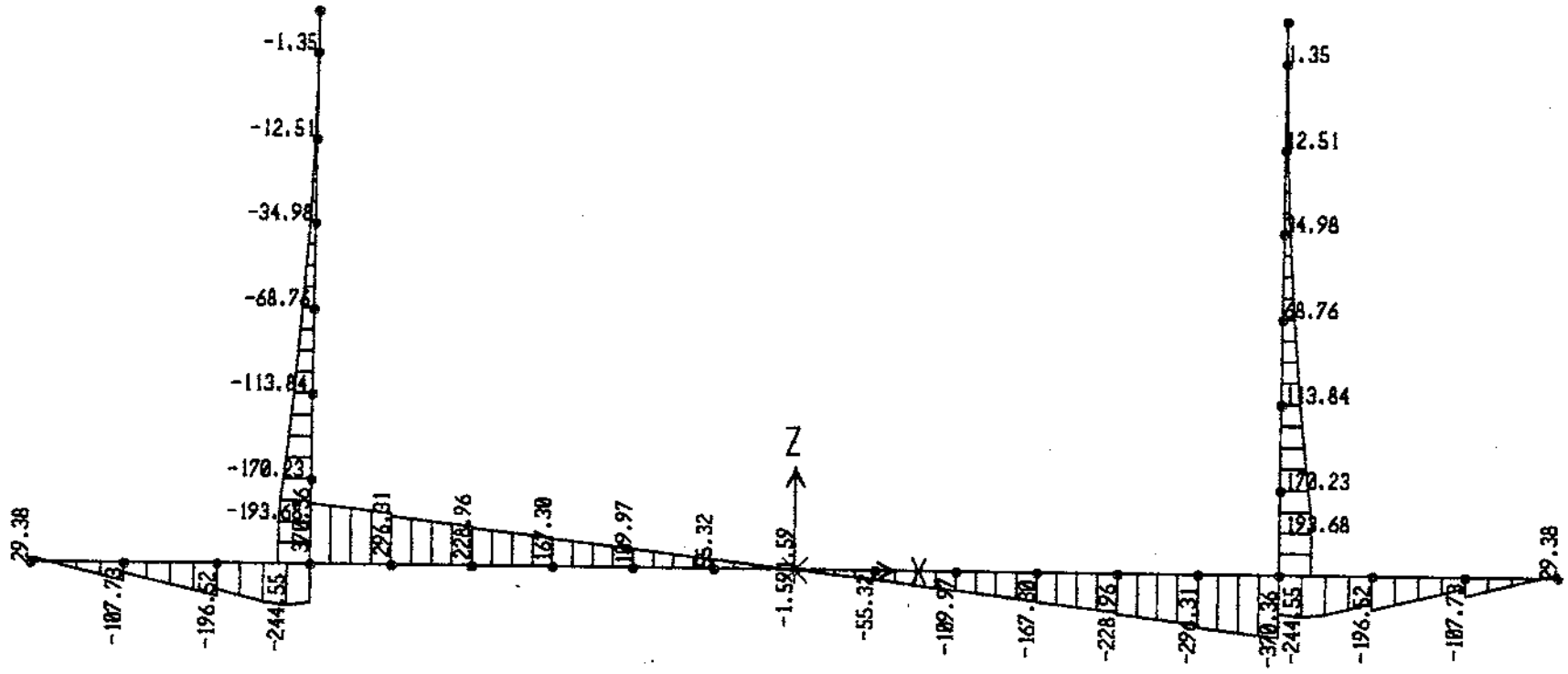
enero 21,2004 13:19



SAP2000 v6.11 - File:SECCION VI B - Moment 3-3 Diagram (COMB7) - KN-m Units

SAP2000

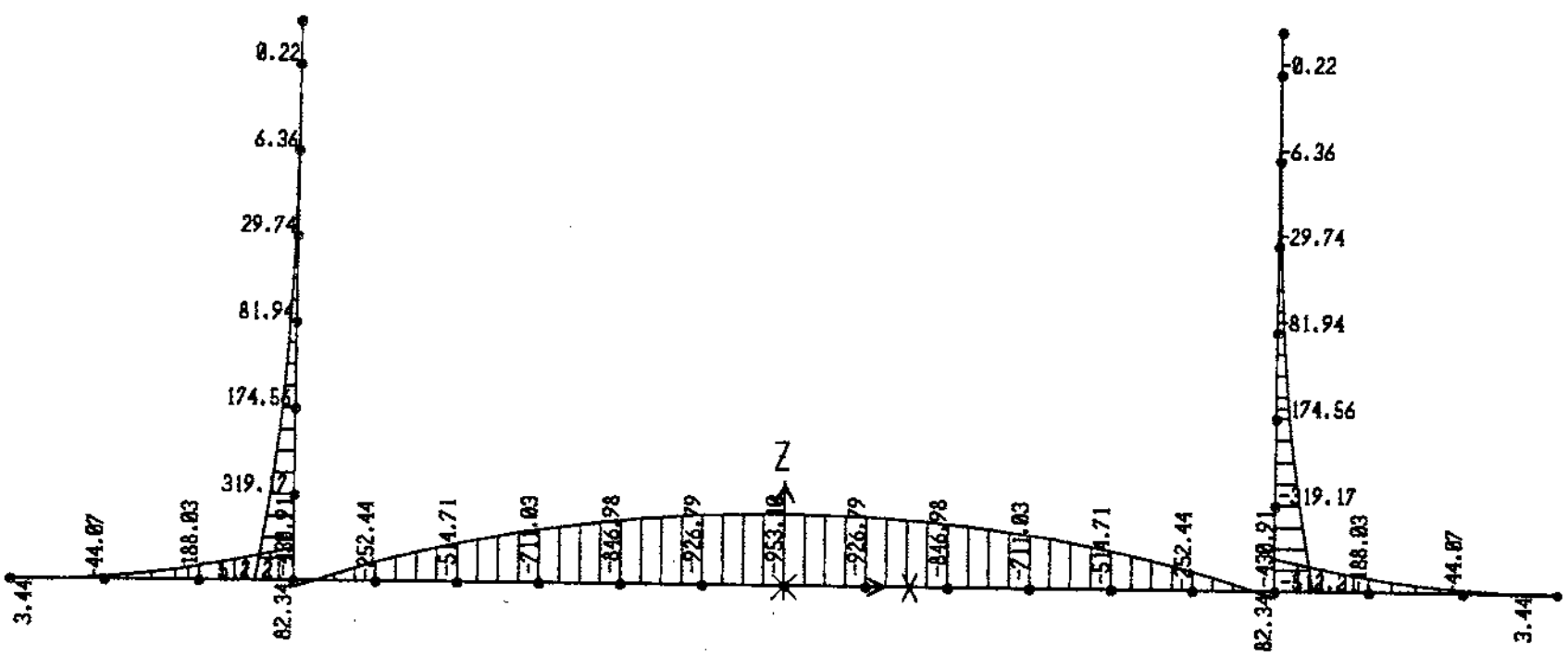
enero 21,2004



SAP2000 v6.11 - File:SECCION VI B - Shear Force 2-2 Diagram (COMB6) - KN-m Units

SAP2000

enero 21,2004 13:19



SAP2000 v6.11 - File:SECCION VI B - Moment 3-3 Diagram (COMB8) - KN-m Units

272

Cuantía mínima EHE

Hastiales → Se dispone cuantía mínima como muro

$W = 3,2‰$ → para acero B500S

- Muros de 0,75m de canto

$A_c = 0,75 m^2/m$

$A_s = 0,75 \cdot 3,2/1000 = 24,00 cm^2/m$

Cara vista: $A_s = \frac{2}{3} 24 = 16 cm^2/m$

Cara oculta: $A_s = \frac{1}{3} 24 = 8 cm^2/m$ ✓

Se dispone en el trasdós $\phi 16$ a 0,20 ($10,05 cm^2/m$)

Añadan $13,95 cm^2/m \rightarrow \phi 16$ a 0,15

- Muros de 1,00m

$A_c = 1,00 m^2/m$

$A_s = 1,00 \cdot 3,2/1000 = 32 cm^2/m$

Se dispone en el trasdós $\phi 16$ a 0,15

Se dispone en el intrados $\phi 20$ a 0,15

$A_{s\,total} = 34,35 cm^2/m$

MODIFICACIÓN GEOMETRÍA **Z = -1,8**

Se hacen cada más somera y se hacen coincidir los taludes, pasando a dejar la cara superior de la solera a la misma cota.

Se hacen las mismas modificaciones que en la sección fija. (Pueden consultarse las modificaciones al final de la nota de cálculo de la sección Z = -4,0

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCIÓN

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

ADENDA.
APUNTES TÉCNICOS ADICIONALES AL DIMENSIONAMIENTO Y VERIFICACIÓN DE LAS SECCIONES A CIELO ABIERTO EN LA ENTRADA AL FALSO TÚNEL, LADO CASTELLBISBAL.

Bridge
Technologies

REF. BT0307

Barcelona 3 de febrero de 2004

APUNTES TÉCNICOS ADICIONALES AL DIMENSIONAMIENTO Y VERIFICACIÓN DE LAS SECCIONES A CIELO ABIERTO EN LA ENTRADA AL FALSO TÚNEL, LADO CASTELLBISBAL.

(versión: 1.0)

A) ANTECEDENTES.

Tras la reunión mantenida con la Dirección de Obra y su Asistencia Técnica, se plantean una serie de comprobaciones adicionales respecto al dimensionamiento y verificación de las secciones en U de entrada al falso túnel ferroviario de Can Tunis, así como unas modificaciones en cuanto al diseño de detalles de la estructura.

Las comprobaciones adicionales requeridas y las modificaciones de diseño planteadas son:

1) Realizar un control sobre la abertura de fisura con el fin de obtener un orden de magnitud de la misma y poder verificar si cumple o no las especificaciones de proyecto. Se acuerda realizar esta comprobación para una de las secciones propuestas, la de acciones más limitantes.
2) Comprobación adicional, en cuanto a los coeficientes de empuje empleados en el cálculo, en función del material empleado en el trasdosado de los hastiales.
3) Verificación de las fuerzas resultantes en muelles que simulan la reacción de la estructura contra el terreno.
4) Verificación del fallo profundo de la cimentación (Se adjunta el informe desarrollado por el Departamento Técnico de FCC Construcción).
5) Se plantea la posibilidad de sustituir las juntas "water-stop", en las juntas entre módulos de construcción, por perfiles hidroexpansivos. Asimismo se requiere la impermeabilización de las juntas de hormigonado entre solera y hastiales, también con perfiles hidroexpansivos.

Se realizará una reducción del número de juntas en el esquema longitudinal definitivo, ampliando la longitud de los módulos de 7.5 m a, como máximo, 22.5m. Esta modificación se acompaña del consiguiente aumento de armadura horizontal en los muros, de modo que se cumplen las prescripciones de EHE en cuanto a cuantías geométricas mínimas. El aumento en la longitud de los módulos de construcción permite reducir el número de juntas de 43 a 15, con la consiguiente mejora de la estanqueidad global y del comportamiento estructural de cada módulo.

A continuación se presenta un resumen de resultados, con los valores más relevantes y más indicativos del comportamiento de la estructura respecto de las nuevas verificaciones. Del mismo modo, esta memoria se completa con la nota de cálculo justificativa de todas las comprobaciones realizadas.

B) RESUMEN DE RESULTADOS.

B1) En cuanto a la abertura de fisura:

Teniendo en cuenta que todas las secciones transversales de la estructura propuesta tienen unas dimensiones mínimas que, generalmente, vienen determinadas por su seguridad a flotación, los cantos no son estrictos y las cargas exteriores provocan flectores bajos, del mismo orden de magnitud que el momento de fisuración o incluso menores, de manera que la mayor parte de la fisuración corresponde a la retracción del hormigón y a cambios de temperatura. Como se respetan las cuantías geométricas mínimas no son de esperar problemas de fisuración por estos fenómenos.

Las aberturas de fisura obtenidas son:

- Para los hastiales se tiene una abertura de fisura de wk < 0.03 mm. Muy por debajo de las limitaciones de EHE para cualquiera de los ambiente considerados. Se tiene un momento característico máximo de 507.84 kN·m/m y un momento de fisuración del hormigón de 240.46 kN·m/m
- Para la losa de cimentación:
  - Frente a momentos que traccionen la cara inferior se tiene una abertura de fisura de 0.02 mm, con un momento característico máximo de 492.17 kN·m/m y un momento de fisuración de 722.46 kN·m/m.
  - Frente a momentos que traccionen la cara superior, se tiene una abertura de fisura de 0.02mm, con un momento característico máximo de 448.43 kN·m/m y un momento de fisuración de 722.46 kN·m/m.

La abertura de fisura es muy pequeña y, en cualquier caso, no es limitante sea cual sea la clase de exposición. Hay casos en los que las acciones exteriores provocan momentos flectores que no superan el momento de fisuración de las secciones, de modo que toda fisuración que aparezca inicialmente se deberá a retracción del hormigón y a las variaciones de temperatura que la estructura pueda sufrir, viéndose ampliada después por las acciones exteriores.

El hormigonado de la estructura se realizará en tramos de unos 22.5 m, habituales en soleras y muros y, dado que la estructura está parcialmente enterrada, las variaciones de temperatura a las que se verá sometida no serán tan importantes como las que afectarían a una estructura más expuesta al ambiente. Por estos dos motivos, la fisuración originada por la retracción y por los cambios de temperatura no será importante y, dado que los patrones de armado respetan las reglas de buena práctica, la abertura de fisura quedará correctamente controlada.

Los resultados aquí resumidos pueden consultarse con detalle en la nota de cálculo adjunta.

B2) En cuanto al coeficiente de empuje considerado:

Se compara el coeficiente de empuje obtenido con un ángulo de rozamiento interno de 30° y cohesión nula (correspondiente a los rellenos antrópicos) para un terreno inclinado, con el coeficiente de empuje que resulta de considerar un ángulo de

rozamiento interno de 28° y una cohesión de 5.0 kN/m2 (correspondiente a los limos entre acuíferos), con terreno también inclinado.

En principio la cota de cimentación es siempre superior a la cota en la que aparecen los limos, pero dada la variabilidad en un terreno de estas características y teniendo en cuenta que el trasdosado de las estructuras puede hacerse con material procedente de estos estratos de material, parece recomendable realizar esta comprobación adicional.

El coeficiente de empuje obtenido con $\phi = 30°$, para un terreno inclinado con un talud 2H/1V es de Ka = 0538.

El coeficiente de empuje obtenido con $\phi = 28°$, para un terreno inclinado con talud 2H/1V es de Ka = 0.650, que resulta ser un 17.23% mayor que el considerado inicialmente. En el caso de los limos puede considerarse la cohesión del terreno, de modo que se reducen los empujes sobre los hastiales según la expresión:

$$\sigma h = Ka \cdot \sigma v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{Ka}$$

Donde:
σh = Empujes horizontales del terreno a una determinada cota.
σv = Cargas verticales en una determinada cota.
Ka = coeficiente de empuje activo del terreno.
c = Cohesión.

Suponiendo el caso extremo de que todo el relleno del hastial se realice con material obtenido de las capas más profundas de limos, se tiene la siguiente comparación entre empujes resultantes y momentos flectores resultantes sobre los hastiales:

	ϕ=30°; c=0.0kN/m^2	ϕ 28°; c=5.0kN/m^2
Tensión horizontal máxima:	47.34 kN/m^2	49.14 kN/m^2
Resultante de empujes:	104.16 kN/m	92.87 kN/m
Momento flector en la base del hastial:	152.76 kN·m/m	117.02 kN·m/m

Este caso corresponde al empuje de las tierras secas. En caso de tener presencia de nivel freático el empuje de tierras pierde importancia frente al empuje de agua y el resultado es más insensible ante una variación del coeficiente de empuje del terreno. En el dimensionamiento y verificación de la estructura suele ser limitante el caso de tener terreno sumergido con empujes de agua simultáneos, de modo que se atenúan la influencia de la variación en el coeficiente de empuje.

En cualquier caso, el estado más desfavorable corresponde al suelo considerado inicialmente, de modo que el dimensionamiento realizado es válido en caso de tener un relleno en el trasdós con material de la capa de limos entre acuíferos (aun así, las diferencias son mínimas).

Los resultados aquí resumidos pueden consultarse con detalle en la nota de cálculo adjunta.

B3) EN CUANTO A LA CARGA DESARROLLADA EN LOS MUELLES.

En el modelo empleado para el dimensionamiento y verificación de la estructura únicamente se han dispuesto muelles en el contacto de la solera con el terreno de cimentación. En dichos muelles se han realizado las comprobaciones oportunas en cuanto a las tensiones que la estructura transmite al terreno.

Las cargas que resultan del empuje del relleno en los laterales se han aplicado directamente como cargas triangulares sobre las barras que simulan los hastiales, tal y como puede consultarse en la nota de cálculo de las estructuras. No se realiza ninguna hipótesis en la que la estructura se deforme de modo que sus hastiales empujen contra el terreno, en cuyo caso sí tendría sentido el simular la reacción del terreno con unos muelles y sobre los que se debería comprobar que la carga desarrollada no superara el empuje pasivo máximo. (Esta comprobaciones se realizaban en el cálculo de pantallas con SAP porque, dada la asimetría en el comportamiento de las mismas, se debía simular el empuje activo del trasdós como una carga triangular aplicada a las barras y el empuje pasivo resistente en el intradós con los muelles de rigidez equivalente al coeficiente de balasto del terreno. Dadas las condiciones de simetría de la estructura en "U" y del terreno que la enmarca, no resulta necesario simular los empujes pasivos del terreno y no se pueden realizar estas comprobaciones)

C) CONCLUSIONES

- La estructura no presenta limitaciones derivadas de una abertura de fisura excesiva, de modo que su comportamiento en servicio es correcto, sea cual sea la clase de exposición.
- Aun en el caso en que se trasdosen los hastiales con material procedente de las capas de limos entre acuíferos, la seguridad estructural queda garantizada con el dimensionamiento planteado.
- La comprobación de las cargas en los muelles se reduce a la losa de cimentación, donde las tensiones resultantes sobre el terreno son reducidas, sin alcanzarse en ningún punto la plastificación. Dadas las condiciones de simetría de la estructura no se han simulado empujes pasivos en los hastiales, de modo que no hay muelles sobre los que realizar la comprobación que se plantea.
- En cuanto a las modificaciones en el diseño de las juntas, se harán las propuestas correspondientes en los planos modificados.

Ángel C. Aparicio
Dr. Ingeniero de Caminos.
N° Colegiado: 4141

Barcelona, a 3 de febrero de 2004

NOTA DE CÁLCULO.

Con Tomás 2-febrero-2004

PUENTE TÉRMINO A LA CARRETERA LADO CASTELLBISBAL

1) COMPROBACIÓN DE LA ANCHURA DE FISURA

... calculo con el articulo 49.2.2 de EHE.

Wk ≤ Wmax Wmax es [illegible] en función de la clase

Método general

Wk = β sm εsm

β = 1,7 en flexión producida por acciones indirectas y por

[illegible]

[illegible]

[illegible]

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s}\left[1 - k_2\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] + 0,4\,\frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_1 + \varepsilon_1}{8\varepsilon_1}$$

Flexión compuesta $k_1 = 0,125$

$$\rho_{p,eficaz} = \rho + 0,15 + 0,4\,k_1\,\frac{A_{hormigón}}{A_s}$$

$A_{hormigón}$: Área de hormigón en la zona de recubrimiento

A_s: Sección [illegible] tracción

ρ: Sección de armaduras activas en la zona eficaz

k_2: 1,00 = cargas instantáneas no repetidas

Tensión en las armaduras en la sección fisurada en el instante en que fisura el hormigón (cuando el hormigón alcanza f_{ctm})

b

Atención a las secciones fisuradas — Anejo 9 EHE.

Sección rectangular

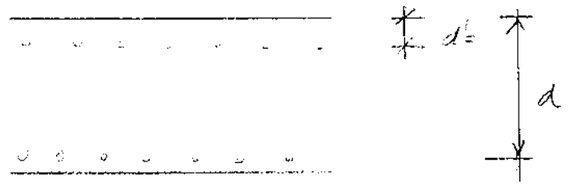
Profundidad relativa de la fibra neutra

$$\frac{X}{d} = n\rho_1 \left(1 + \frac{c_2}{\rho_1}\right)\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2\left(1 + \frac{c_2}{r_1}\frac{d'}{d}\right)}{n\rho_1\left(1 + \frac{c_2}{\rho_1}\right)^2}}\right)$$

Se tiene en cuenta la contribución de la armadura en compresión para el calculo de la abertura de fisura

Inercia fisurada

$$I_1 = n \cdot A_{s1}(d - x)\left(d - \frac{x}{3}\right) + n A_{s2}(x - d')\left(\frac{x}{3} - d'\right)$$



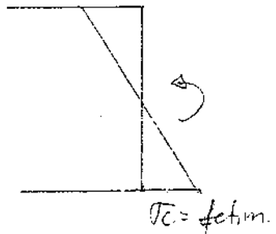
$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{8500 \sqrt[3]{f_{cm}}} = \frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{27\,264.04 \text{ MPa}} = 7{,}336 \qquad \boxed{n = 7.336}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b\,d}$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b\,d}$$

Momento de fisuración: $f_{ctm} = 0{,}30 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

$f_{ctm} = 0{,}30 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$ $f_{ck} = 25$ — $\boxed{f_{ctm} = 2{,}565 \text{ MPa}}$



Momento de fisuración cuando $T_c = f_{ctm}$ en tracción.

$\sigma_c = f_{ctm} = \frac{M}{I} y$

$M_{fis} = \frac{f_{ctm} I}{y} =$ Inercia bruta de la sección

Sección bruta rectangular: $\frac{2{,}565\ I}{y} = 0{,}4275 \text{ MN m}$

APLICACIÓN A LAS SECCIONES DE LA ESTRUCTURA OBJETO DE ESTUDIO:

Sección 8 = 2 m ← Es la sección con mayores empujes en cabeza con hastiales

a) Hastiales: m_{max} = 504,84 kN·m/m (Cara hastial h=9,75m)

Armadura: En tracción $\phi 20$ a 0,10 + $\phi 16$ a 0,20 → A_s = 62,42 cm²/m

En compresión $\phi 16$ a 0,20 → A_s = 10,05 cm²/m

$\lambda' = 0,081 + 0,014 + 0,02 = 0,115$ m

Abertura de fisura: w_k = 0,20 mm ← Muy por debajo de cualquier limitación

b) Losa de cimentación:

b) Máximo momento positivo (traccionando cara inferior de la losa)

m_{max} = 492,17 kN·m/m

COMB9: 1,00 G_1 + 1,00 $G_{1\,hastial}$ + 1,00 $G_{1\,estructura}$ + 1,50 $T_{cam\,int}$ + 1,50 $T_{cam\,ext}$ + 1,50 E_{asim} + 1,50 E_{asc} + 1,50 $T_{fluencia}$

Losa de cimentación dimensionada

Armadura: + En tracción $\phi 20$ a 0,20 + $\phi 16$ a 0,20 A_s = 75,76 cm²/m

+ En compresión: 2$\phi 16$ a 0,20 A_s = 20,11 cm²/m

Abertura de fisura: w_k = 0,02 mm ← Muy por debajo de cualquier limitación

ii) Máximo momento negativo (traccionando cara superior de la losa)

m_{max} = 448,43 kN·m/m

COMB10: 1,00 G_1 + 1,00 $G_{1\,hastial}$ + 1,50 E_{asim} + 1,50 E_{asc} + 1,50 $T_{cam\,int}$ + 1,50 $T_{cam\,ext}$ + 1,50 $T_{fluencia}$

Armadura en tracción

+ En tracción 2 $\phi 16$ a 0,20 → 20,11 cm²/m → A_s

+ En compresión $\phi 20$ a 0,10 + $\phi 16$ a 0,20 → A_s = 75,76 cm²/m

Abertura de fisura: w_k = 0,02 mm ← Muy por debajo de cualquier limitación

- Las dimensiones de la losa vienen determinadas, principalmente, por el ELU de flotación (que es el que controla en la formación) y por los movimientos exteriores no alcanzan el movimiento de fluencia.

La fluencia corresponde a retracción del hormigón

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES A CIELO ABIERTO EN LA ENTRADA
LADO CASTELLBISBAL:

HASTIALES

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

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

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	0.75	m		
As1=	31.42	cm2/m	ro1=	0.00330737
As2=	10.055	cm2/m	ro2=	0.00105842
d=	0.95	m		
d'=	0.05	m		
c=	0.03	m		
s=	0.2	m		
fi=	20	mm		

Profunddidad fibra neutra:

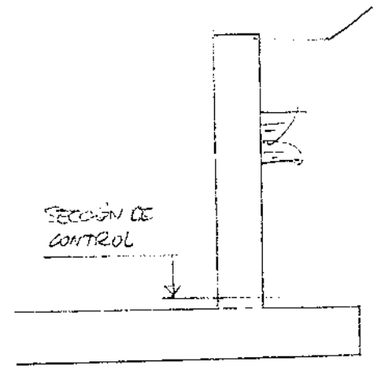
X/d=	0.192	m
X=	0.183	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.015732574	m4
Iint=	0.03515625	m4

ESFUERZOS:

Mk=	492.17	kN·m
Sigma s=	24.00136427	MPa
M fis=	240.4653675	kN·m
Sigma sr=	11.72663283	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	31.42	cm2
Ac, ef=	0.2	m²



El momento máximo tracciona el trasdós del muro

Epsilon sm=	9.13597E-05	
sm=	163.65	mm
wk=	0.03	mm

Separación fisuras

abertura fisuras

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES A CIELO ABIERTO EN LA ENTRADA
LADO CASTELLBISBAL:

LOSA : MÁXIMOS MOMENTOS POSITIVOS

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

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

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	1.3	m		
As1=	25.765	cm2/m	ro1=	0.00271211
As2=	20.11	cm2/m	ro2=	0.00211684
d=	0.95	m		
d'=	0.05	m		
c=	0.03	m		
s=	0.2	m		
fi=	20	mm		

Profunddidad fibra neutra:

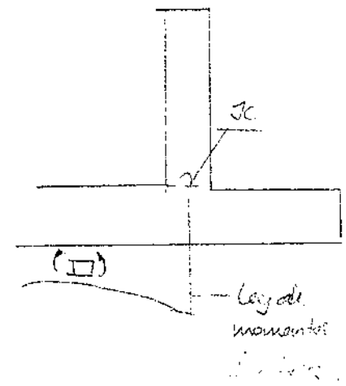
X/d=	0.171	m
X=	0.163	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.013338213	m4
Iint=	0.183083333	m4

ESFUERZOS:

Mk=	492.17	kN·m
Sigma s=	29.05414976	MPa
M fis=	722.4648375	kN·m
Sigma sr=	42.64908788	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	25.765	cm2
Ac, ef=	0.2	m²



Epsilon sm=	5.81083E-05	
sm=	177.62	mm
wk=	0.02	mm

Separación fisuras

abertura fisuras

E \ADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCI S A CIELO ABIERTO EN LA ENTRADA
L__J CASTELLBISBAL:

LOSA: MÁXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

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

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	1.3	m		
As1=	20.11	cm2/m	ro1=	0.00211684
As2=	25.765	cm2/m	ro2=	0.00271211
d=	0.95	m		
d'=	0.05	m		
c=	0.03	m		
s=	0.2	m		
fi=	20	mm		

Profunddidad fibra neutra:

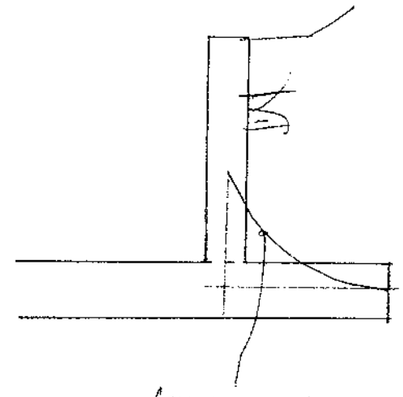
X/d=	0.150	m
X=	0.143	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.010745417	m4
Iint=	0.183083333	m4

ESFUERZOS:

Mk=	448.43	kN·m
Sigma s=	33.69618906	MPa
M fis=	722.4648375	kN·m
Sigma sr=	54.28787493	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	20.11	cm2
Ac, ef=	0.2	m^2
Epsilon sm=	6.73924E-05	
sm=	199.45	mm
wk=	0.02	mm

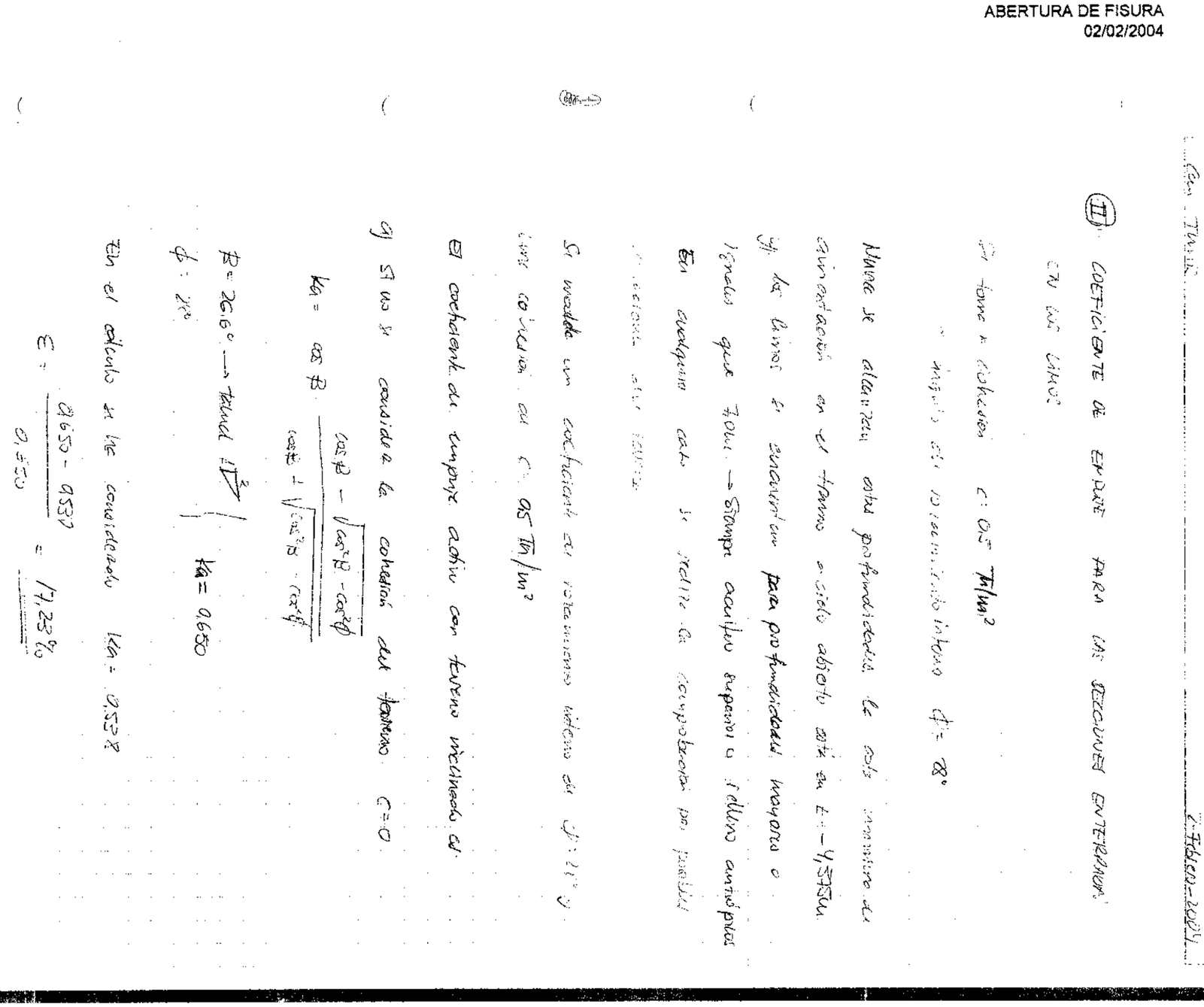


Ley de momentos flectores. Máximo momento trabajando la cara superior de la losa.

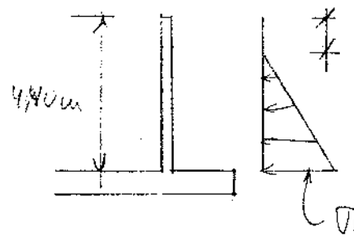
Abertura de fisura

Espaciamiento de la fisuración

ABERTURA DE FISURA
02/02/2004



b) [illegible] $\phi = 30°$; $\gamma = 20\ kN/m^3$ — $K_a = 0{,}333$; $(c = 5\ kN/m^2)$



z_c = profundidad crítica en que no hay empuje de tierras

$\sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot h - 2c\sqrt{K_a} = 49{,}14\ kN/m^2$

Resultante $R = \frac{1}{2}(4{,}40 - 0{,}62) \cdot 49{,}14 = 92{,}87\ kN/m$

Momento resultante $M_R = \frac{1}{3}(h - z_c) \cdot R = 117{,}02\ kN \cdot m/m$

Tanto el empuje resultante como el momento creado por dicho empuje con respecto a un punto de la coronación [illegible] un ángulo de rozamiento interno de $\phi = 0°$ y una cohesión de $5\ kN/m^2$ que en el caso de considerar un ángulo de rozamiento interno de $\phi = 30°$ y cohesión nula

⇓

El dimensionamiento es válido.

Para los casos en que el NF está por encima de la cota de empotramiento y deba considerarse los empujes de las tierras sumergidas, la comprobación es más favorable, puesto que el efecto total del empuje de tierras se reduce (el efecto del empuje de las tierras es más desfavorable cuando no hay NF, si bien, sería de piscina considerar NF alto por el dimensionamiento de los tablestacas en cuyo caso la influencia del coeficiente de empuje activo bajaría mucho

Es equivalente a un coeficiente de empuje activo K_a^*, de

$\sigma_h = K_a^* \cdot \gamma \cdot h$

$K_a^* = \frac{4{,}914\ kN/m^2}{2{,}0\ Tn/m^3 \cdot 4{,}40m} = 0{,}558$

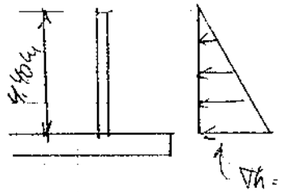
que es un 3,6% superior al K_a considerado ← Aquí muy similar.

CÁLCULO DE MACIZOS

Resultantes:

a) con $\phi = 30°$

$K_a = 0{,}558$



$\sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0{,}558 \cdot 20 kN/m^3 \cdot 4{,}40m$

$\sigma_h = 47{,}31\ kN/m^2$

Resultante $R = \frac{1}{2} 4{,}40 \cdot 47{,}31 = 104{,}16\ kN/m$

Momento resultante $M_R = \frac{1}{3} h \cdot R = \frac{1}{3} 4{,}40 \cdot 104{,}16 = 152{,}74\ kN \cdot m/m$

ANEJO 1:
VERIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL FALLO PROFUNDO.

OBRA: AVE HOSPITALET-CAN TUNIS

Nº: 1 / 0901 / 0906

Nº DOCUMENTO: 2

TITULO DEL DOCUMENTO: ESTABILIDAD SECCIONES RAMPA ACCESO FALSO TUNEL

REVISION	FECHA	MOTIVO DE LA EDICION	EMITIDO	VERIFICADO
0	23/01/04	INFORMACION	JALV	

1.- OBJETO

El objeto de la presente Nota Técnica es analizar la estabilidad y deformabilidad de las secciones de entrada al falso túnel en la situación definitiva.

2.- ANTECEDENTES

2.1.- ESTRUCTURALES

La sección corresponde a una "U" de hormigón armado, formada por 2 paredes de 0,75 m de canto y altura variable entre 4,38 y 5,50 m, que apoyan en una losa de 11 m de luz libre entre muros. La longitud total de la losa varía entre 13,5 y 18,5 m. La cota de apoyo es variable entre la -1.80 y la -4.80. La superficie del terreno se encuentra aproximadamente a la cota +7.50. En la **figura 1** se muestra la geometría de la sección en su posición más profunda.

La tensión media transmitida al terreno en las diferentes hipótesis de cálculo varía entre 0,5 y 1,5 kp/cm^2. La hipótesis de menor transmisión de carga corresponde a la consideración de la subpresión.

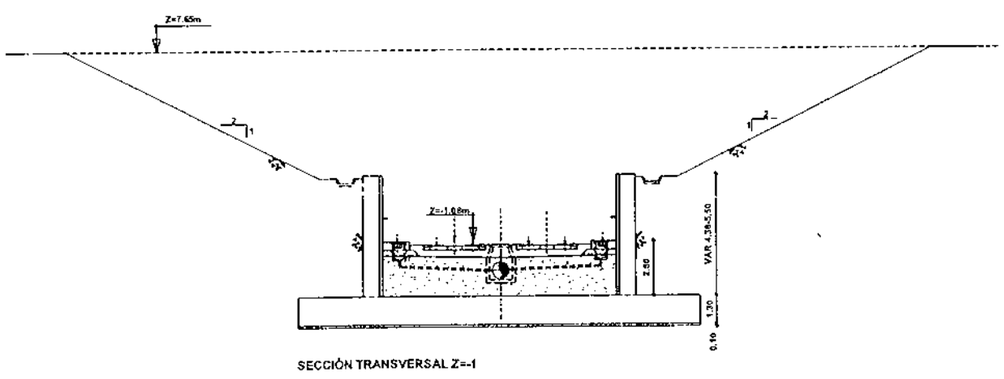


Figura 1. Sección transversal de la estructura. Cota carril +1

2.2.- GEOTÉCNICOS

La estructura apoya en el nivel superior del terreno, formado por arenas medianamente densas. Estas se han caracterizado en proyecto con un ángulo de rozamiento interno de 28°. El nivel freático se encuentra a la cota +2.

2.3.- PROCESO CONSTRUCTIVO

Las dos etapas críticas son las correspondientes a la excavación necesaria para construir la estructura y la situación final. La excavación se realizará con un talud 2(H):1(V) y achique del recinto. Esta etapa es estable y no es objeto de estudio en esta Nota Técnica.

En la situación definitiva se restablece un talud 2(H):1(V) desde la cabeza del muro hasta la superficie del terreno. Al restituirse el nivel freático la estructura se encuentra sumergida.

3.- ESTABILIDAD

La situación definitiva es la más desfavorable, dado que coincide la mayor sobrecarga exterior a la estructura con la menor tensión transmitida por ésta al terreno. Las tensiones en el terreno a la cota de cimentación de la losa, obviando el talud y considerando la altura máxima de tierras, varían entre:

Cota			Tensión (t/m^2)	
Media terreno	Carril	Cimentación	Total	Efectiva
+7.5	+2	-1,8	19	15
	-1	-4,8	25	18

La tensión media transmitida por la estructura al terreno considerando la subpresión es de 5 t/m^2.

Se ha comprobado la seguridad frente al levantamiento del terreno bajo la estructura, debido a la acción del peso de tierras exterior a la misma. Para ello se han empleado dos métodos diferentes.

Primero se ha comprobado la seguridad frente al hundimiento de la tensión total exterior a la estructura. La carga de hundimiento de un terreno granular viene dada por:

$$q_h = q\,N_q + \frac{1}{2}\,B_\gamma\,N_\gamma$$

Se va a considerar conservadoramente sólo el primer término. En la situación analizada la tensión q es la carga transmitida por la propia estructura. Para un ángulo de rozamiento de 28°, se obtiene:

$$q_h = 5\ t/m^2 \times 15 = 73{,}5\ t/m^2$$

En la situación más desfavorable, con la estructura apoyada a cota -4.8, se obtiene un coeficiente de seguridad de la menos:

$$C.S. = \frac{73{,}5}{25} \geq 2.95$$

También se ha comprobado la estabilidad de superficies de deslizamiento circulares profundas que involucren el ancho completo de la losa de cimentación. Para evaluar el equilibrio de dichas superficies se ha empleado el método de Morgenstern-Price. Este es un método exacto que permite considerar en el cálculo el rozamiento entre las caras laterales de las rebanadas verticales en las que se discretiza el volumen movilizado por cada superficie. En este caso se ha considerado que las fuerzas tangencial y normal en las que se descompone dicho rozamiento están relacionadas mediante una función constante. Además, el método satisface tanto el equilibrio de fuerzas como de momentos en cada una de las rebanadas. Los cálculos se han realizado con el programa SLOPE/W v5.17.

Como se puede comprobar en la **figura 1**, el menor coeficiente de seguridad obtenido es de 1.3, que se considera admisible. Al ser un terreno granular la superficie pésima es somera bajo el cimiento. En la **figura 2** se muestra una superficie más profunda, para la que el coeficiente de seguridad es mayor.

4.- ASIENTOS

La tensión máxima transmitida al terreno, en la combinación de cargas pésima sin subpresión, es de 1.5 kp/cm^2. Como se vio en el apartado anterior, las tensiones efectivas del terreno antes de la excavación están comprendidos entre 1.5 y 1.8 kp/cm^2. Por tanto la cimentación está compensada, y los asientos estarán gobernados por el módulo de deformación en recarga. Como el terreno es granular, los asientos de la estructura se producirán simultáneamente con la construcción.

Los únicos asientos postconstructivos serán los debidos al tráfico ferroviario. Igualmente son asientos gobernados por el módulo de deformación en recarga y, por tanto, se estima que sean milimétricos.

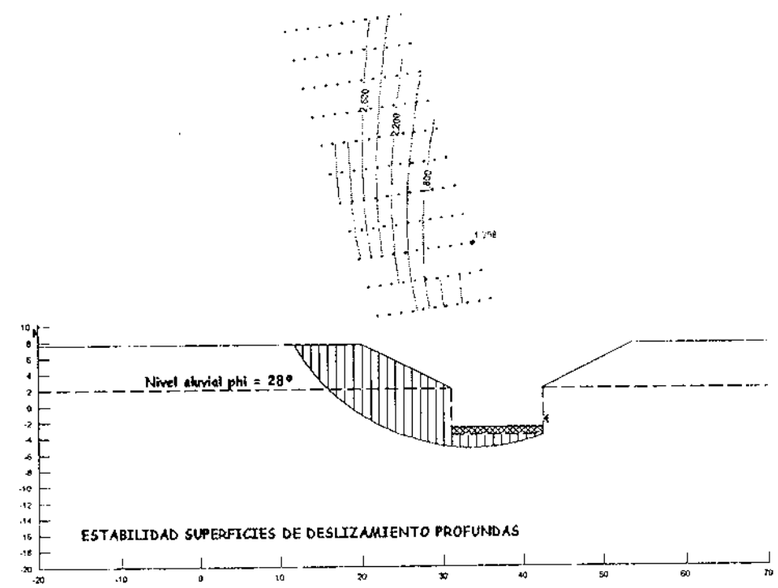


Figura 1

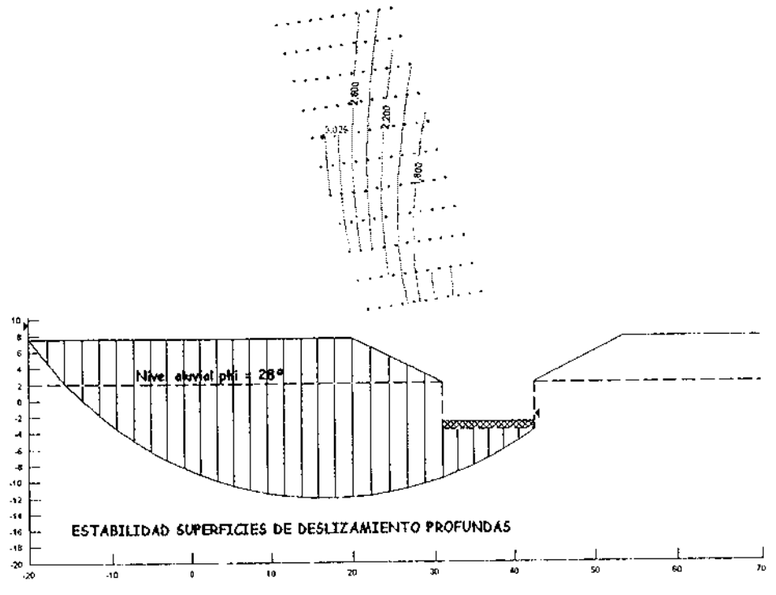


Figura 2

CAN TUNIS U.T.E.

CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. BIQ-
Fecha 12-02-04.
CAN TUNIS - 0-C1-C-0020

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

ADENDA.
APUNTES TÉCNICOS ADICIONALES AL DIMENSIONAMIENTO Y VERIFICACIÓN DE LAS SECCIONES A CIELO ABIERTO EN LA ENTRADA AL FALSO TÚNEL, LADO CASTELLBISBAL.
(II)

Bridge Technologies

Barcelona 10 de febrero de 2004

REF: BT0307

Bridge Technologies

Teléfono y Fax : 93 203 04 74

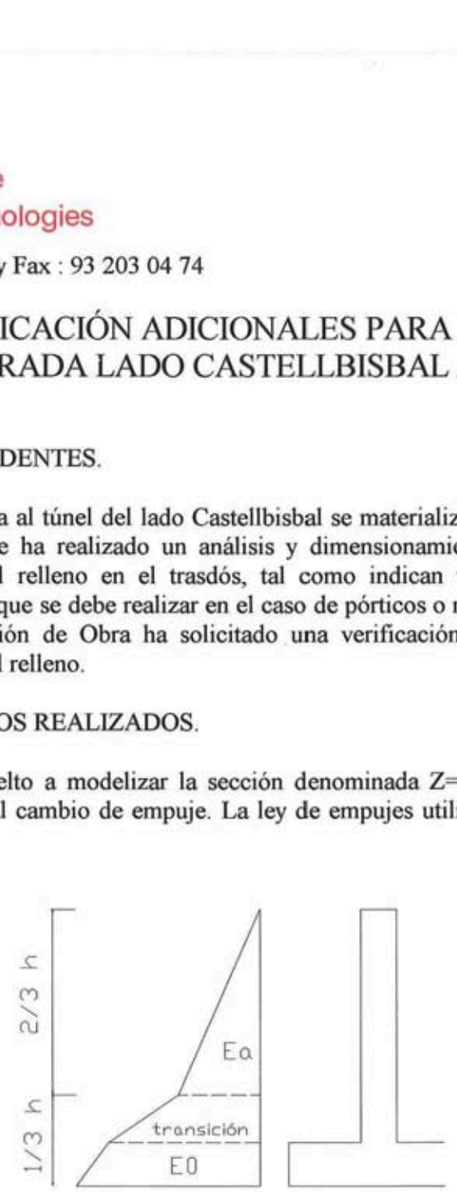
VERIFICACIÓN ADICIONALES PARA LAS SECCIONES DE ENTRADA LADO CASTELLBISBAL A CIELO ABIERTO

ANTECEDENTES.

La entrada al túnel del lado Castellbisbal se materializa mediante secciones en U de las que se ha realizado un análisis y dimensionamiento considerando un empuje activo del relleno en el trasdós, tal como indican todas las normas de puentes europeas que se debe realizar en el caso de pórticos o marcos. La asistencia técnica a la Dirección de Obra ha solicitado una verificación frente al posible empuje al reposo del relleno.

TRABAJOS REALIZADOS.

Se ha vuelto a modelizar la sección denominada Z=-1 ya que debería ser la más sensible al cambio de empuje. La ley de empujes utilizada corresponde al siguiente esquema



donde se considera un empuje al reposo en la zona de la losa, un empuje activo en la zona más flexible del voladizo y una transición entre ambas. En el hastial contrario se ha modelizado el terreno mediante muelles. La constante de dichos muelles corresponde a un coeficiente de balasto de 25000 kN/m^3 que es el máximo que indica el informe geotécnico para cualquier material que se encuentra en la obra y, por tanto, el pésimo.

Para los empujes se ha tenido en cuenta la inclinación del relleno, tal como se indica en la nota de cálculo.

De los resultados obtenidos cabe destacar que:

Teléfono y Fax : 93 203 04 74

- En el hastial de reacción, el provisto de muelles, todos los esfuerzos son inferiores a los obtenidos en la hipótesis de empuje activo, por lo que el dimensionamiento anterior es válido

- En el hastial donde se considera que actúa el empuje, el momento del arranque del hastial supera al considerado en el anterior informe, correspondiente a sólo empuje activo, en un 9,3%.

Al convertir áreas de armadura a barras reales siempre se produce un incremento del área total por lo que, al dimensionar una sección siempre se tiene un coeficiente de seguridad adicional sobre el que marca la normativa. Este efecto también aparece, y se amplifica, cuando es condicionante la armadura mínima para evitar rotura frágil. En nuestro caso se tiene:

Sección	$A_{s,\,teórica}$ cm^2/m	$A_{s,\,real}$ cm^2/m	Coef. de seguridad adicional
Z = -1	29,45	31,41	1,07
Z = 0	14,87	15,71	1,06
Z = 1	12,31	15,71	1,27
Z = 2	11,47	15,71	1,37

Igualmente, en el caso del cortante, sólo necesitan armadura de cortante las secciones correspondientes a Z = -1 y Z = 0 en las que, por consideraciones de armadura mínima según EHE, existe un área de cercos casi del doble de la necesaria según cálculo resistente. Las otras secciones se encuentran igualmente lejos de su agotamiento por cortante .

CONCLUSIONES

La armadura dispuesta cubre el incremento de esfuerzos que se obtiene al considerar la posible existencia de empuje al reposo en las cercanías de la losa de cimentación al tratarse de un elemento que no sufre desplazamientos. Es importante señalar que, además, los empujes han sido mayorados por 1,5.

Gonzalo Ramos Schneider.
Dr. Ingeniero de Caminos.
Nº Colegiado: 10311

Barcelona a 10 de febrero de 2004

Can Tunis 10-Feb-2004

VERIFICACIONES ADICIONALES PARA SECCIONES DE ENTRADA A CIELO ABIERTO:

EMPUJES CONTRA EL TERRENO:

Se hace una comprobación adicional sobre las de entrada del falso tunel en el tramo a cielo abierto.

Se hace una hipótesis de asimetría de empujes, en que la margen el empuje activo a un lado (lo opuesto al reposo, del lado izquierdo) y el empuje pasivo al otro lado.

El empuje activo y de empuje al reposo se simulan como carga triangular sobre las barras, (en introducirlo en el modelo como acción) y el empuje pasivo se introduce en el modelo con los muelles que simulan el coeficiente de balasto:

COMPORTAMIENTO CUALITATIVO:

Los empujes activos del terreno se movilizan con movimientos pequeños, ej pequeño movimiento descarga las estructuras la contención y permite el paso del empuje al reposo al empuje activo.

Los empujes pasivos requieren mayores movimientos para movilizarse.

En el modelo de cálculo se comparará la reacción en los muelles que simulan el empuje pasivo, con el empuje pasivo máximo, en aquellos muelles en que se supere el

empuje pasivo máximo se sustituirá la acción del muelle por dicho empuje pasivo máximo

SECCIÓN DE ESTUDIO:

Se realizará el análisis para la sección Z=-100, que es la de mayor altura de tierras en hastiales y la de mayor empuje de aguas

Obs: En la determinación del empuje pasivo máximo se tomará en consideración la densidad modificada, en caso de estar con tierras sumergidas

Archivo SAP: "SECCIÓN I MUELLE. SDB"

Coeficiente de balasto:

Del lado seguro, se toma un coeficiente de balasto alto, el que corresponde al material que conforma el acuífero superior.

$K_b = 2500\ Tn/m^3$

Coeficientes de empuje a considerar: $K_a = 0,2683$

$K_o = 0,4554$

$K_p = 3,3921$

Ángulo de rozamiento interno $\phi = 38°$

Del lado seguro se considera un ángulo de rozamiento interno de 30° en el lado activo

NOTE BOOK

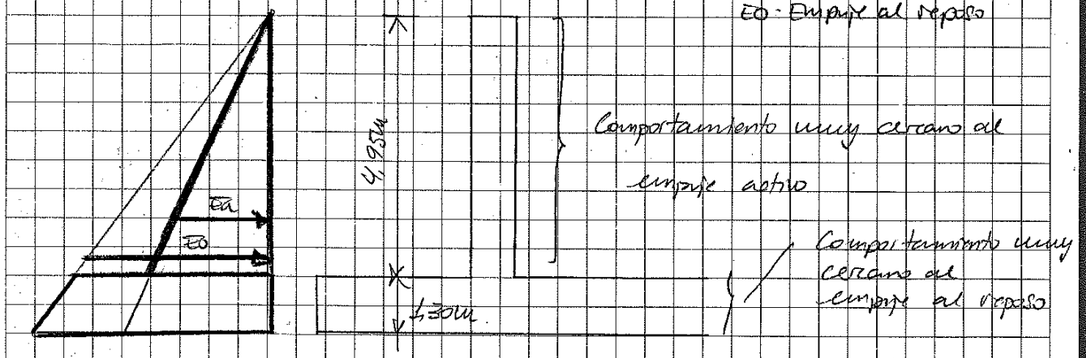
Como el terreno está inclinado (ver nota de calculo de la sección Z=-100)

$K_a = 0,538$

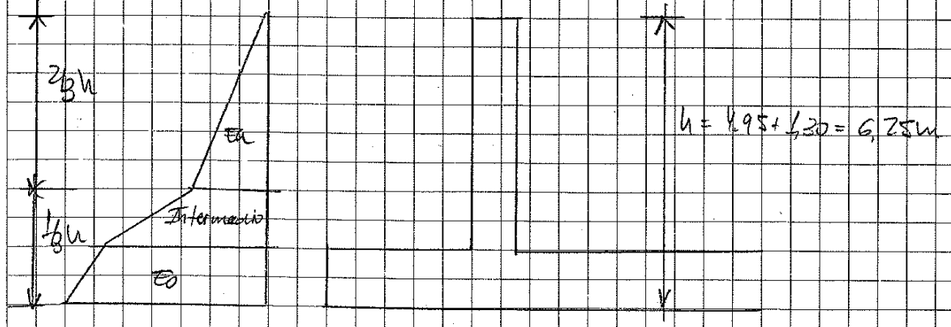
$K_o = 0,500$ + Debe tenerse en cuenta la sg. de tierras adicional sobre el terreno.

Ea: Empuje activo

Eo: Empuje al reposo



Se toma un caso intermedio:



NOTE BOOK

MUROS QUE SIMULAN EL EMPUJE PASIVO

K_h = 2500 Tn/m³ = 25000 KN/m³

Anchura de cada muro: A = 0,5600 m²/m

Rigidez del muro: $K_M = K_h \cdot A = 25000 \cdot 0,5600$

K_M = 14000 KN/m/m

Se toma K_M = 14000 KN/m/m

En el muro extremo la rigidez es la mitad K_M = 7000 KN/m/m

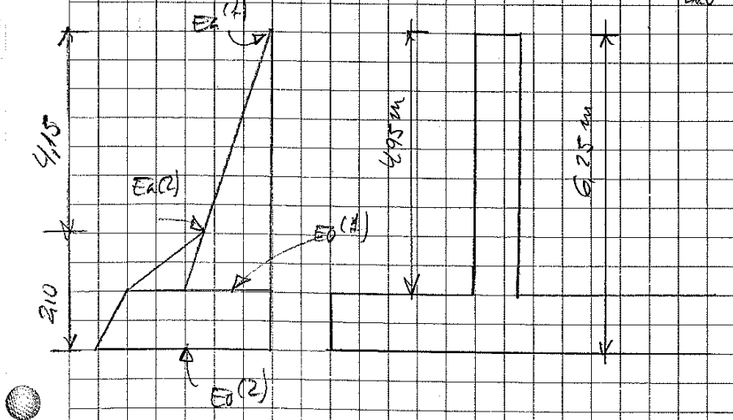
En la cota: A = 1,30 m²/m → $K_M = A \cdot K_h = 1,3 m^2/m \, 25000$ KN/m³

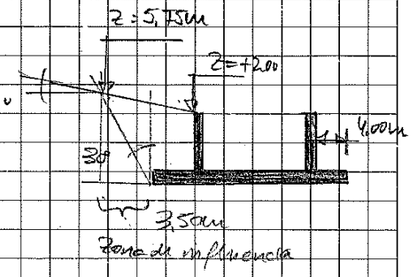
K_M = 32500 KN/m/m

ACCIONES:

a) EN SECO (como NF por debajo de la cota mínima de la estructura)

Ley de empujes de tierras + 5c.





d_h = 3,75m

d_h = 1,877 m = altura media del relleno

Empujes:

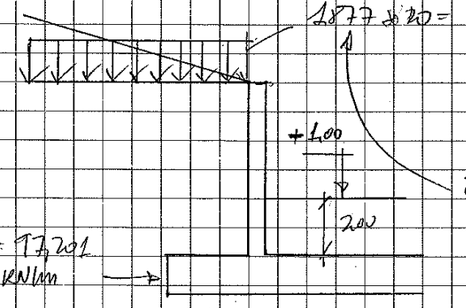
a) $Ea^{(1)}$ = 0,00 KN/m²

b) $Ea^{(2)}$ = 20 KN/m³ * 0,538 * 4,15 = 44,65 KN/m²

c) $Eo^{(1)}$ = 20 KN/m³ * 0,50 * 4,95 + (1,877 * 20) KN/m² * 0,50 =

= 68,27 KN/m²

d) $Eo^{(2)}$ = 20 KN/m³ * 0,50 * 6,25 + (1,877 * 20) KN/m² * 0,50 = 81,27 KN/m²



b) SUMERGIDO.

El NF pésimo puede llegar hasta la cota superior del hastial.

a) $Ea^{(1)}$ = 0,00 KN/m²

b) $Ea^{(2)}$ = 10 KN/m³ * 0,538 * 4,15 = 22,327 KN/m²

c) $Eo^{(1)}$ = 10 0,50 * 4,95 + (1,877 * 20) * 0,50 = 43,52 KN/m²

d) $Eo^{(2)}$ = 10 * 0,50 * 6,25 + (1,877 * 20) * 0,50 = 50,02 KN/m²

R = 60,801 KN/m

Se estudia únicamente frente a empujes horizontales.

COMB1: 1,00 G_1 + 1,00 Escav + 1,00 Relleno int + 1,00 G_2 tierra + 1,00 Fase

COMB2: 1,00 G_1 + 1,00 Escum + 1,00 Escara + 1,00 Relleno int + 1,00 G_2 tierra + 1,00 Fase

a) COMB1

Todos los muelles comprimidos — Archivo "SECCIÓN I MUELLES SUB"

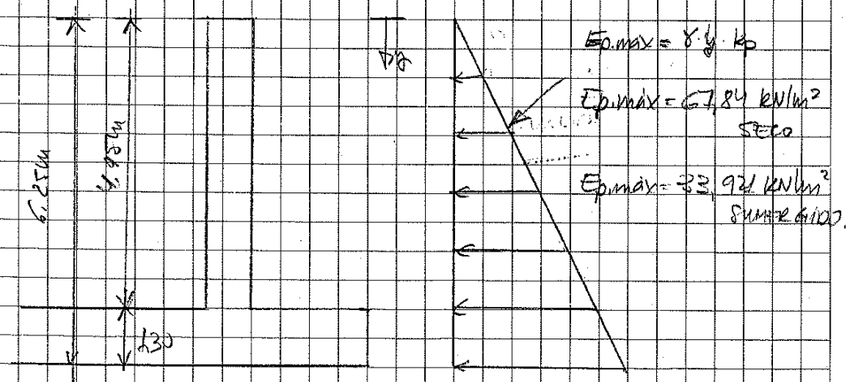
b) COMB2

Se fraccionan los dos muelles superiores — Hay que retirarlos — Archivo SECCIÓN I MUELLES 2. SUB

Al retirarlos se fracciona el 3º — retirado también

Después ya todos comprimidos

Empujes pasivos máximos del terreno en el trasdós del hastial.

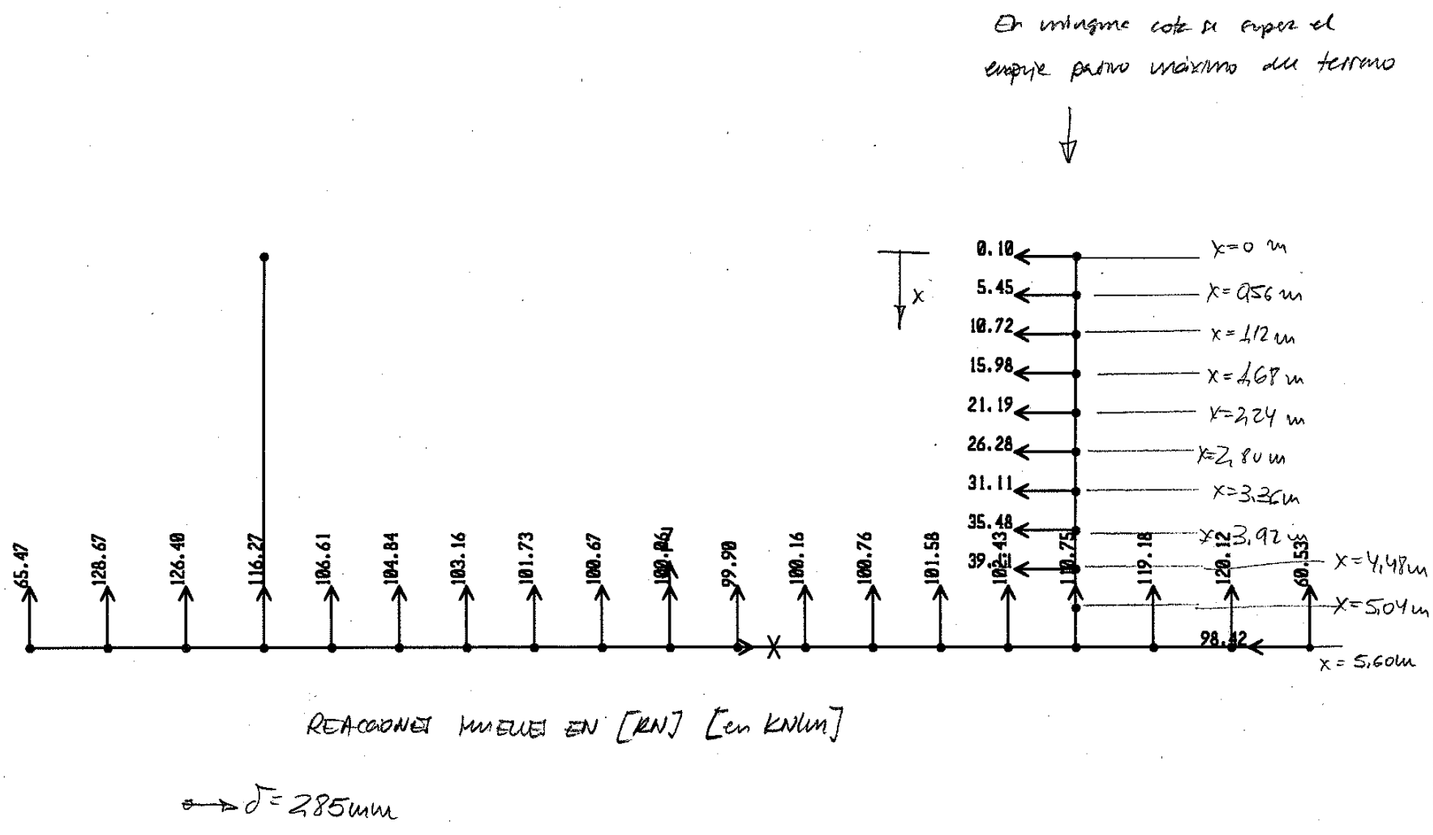


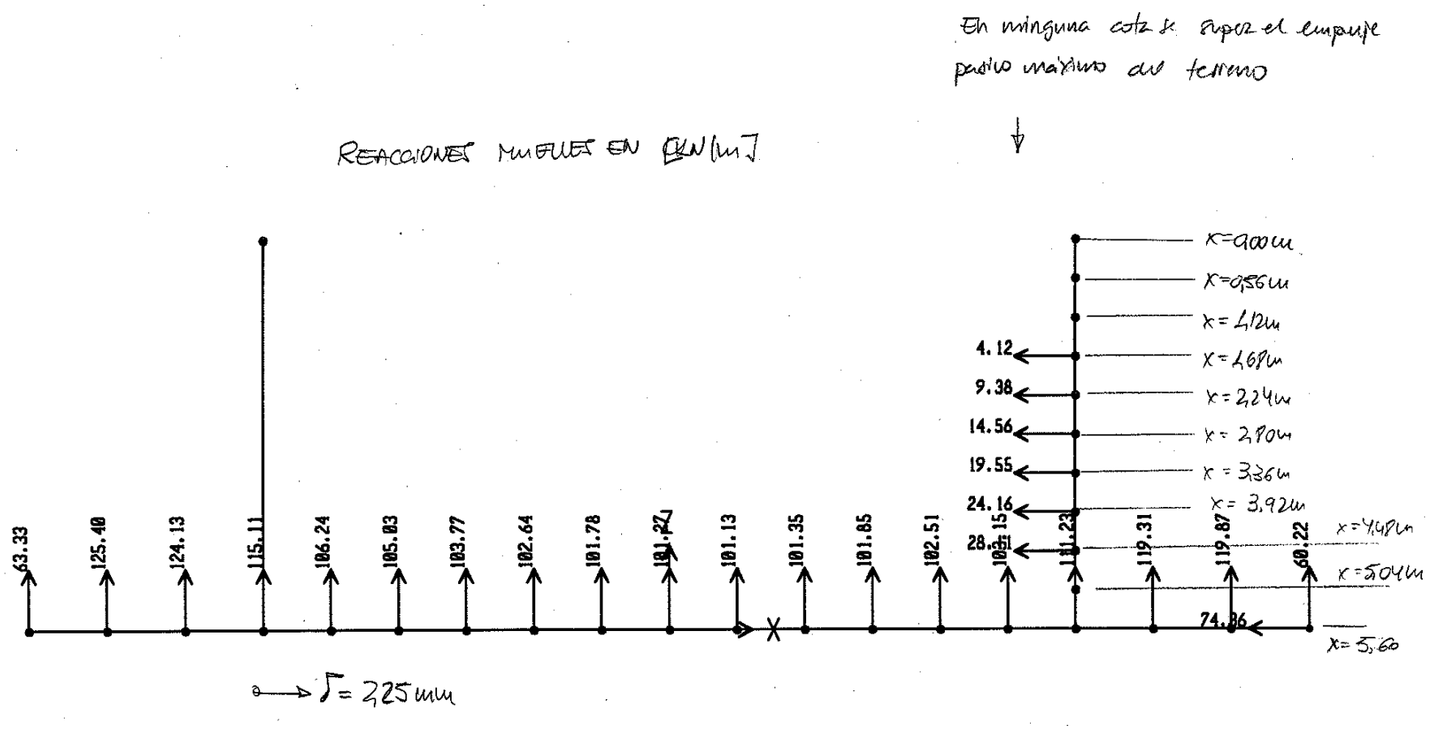
NOTE BOOK

En ambos casos se tienen reacciones en los muelles muy por debajo de la reacción máxima que puede desarrollar por el empuje pasivo.

Distribuciones de tensiones sobre el terreno — Se muestran en las páginas siguientes

NOTE BOOK

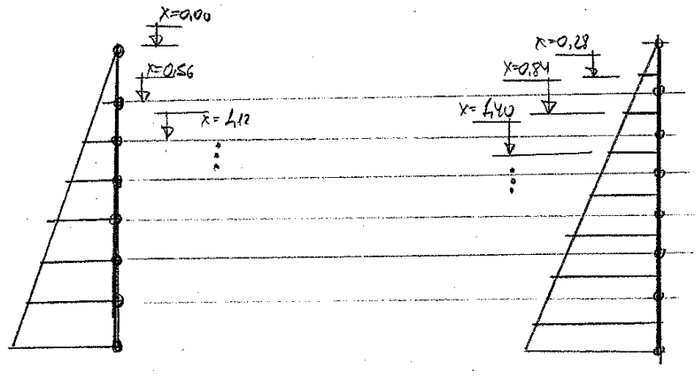

En ninguna cota se supera el
empuje pasivo máximo del terreno
0.10
5.45
10.72
15.98
21.19
26.28
31.11
35.48
39.43
x=0 m
x=0,56 m
x=1,12 m
x=1,68 m
x=2,24 m
x=2,80 m
x=3,36 m
x=3,92 m
x=4,48m
x=5,04m
x = 5,60m
65.47
128.67
126.40
116.27
106.61
104.84
103.16
101.73
100.67
99.90
100.16
100.76
101.58
119.18
120.12
60.53
98.42
X
REACCIONES MUELLES EN [KN] [en KN/m]
→ δ = 285mm

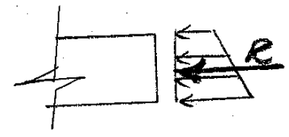

En ninguna cota se supera el empuje
pasivo máximo del terreno
REACCIONES MUELLES EN [KN/m]
4.12
9.38
14.56
19.55
24.16
28.15
x=0,00m
x=0,56m
x=1,12m
x=1,68m
x=2,24m
x=2,80m
x=3,36m
x=3,92m
x=4,48m
x=5,04m
x=5,60
63.33
125.40
124.13
115.11
106.24
105.03
103.77
102.64
101.78
101.27
101.13
101.35
101.85
102.51
119.31
119.87
60.22
74.36
X
→ δ = 225mm

REACCIONES MÁXIMAS MUELLES

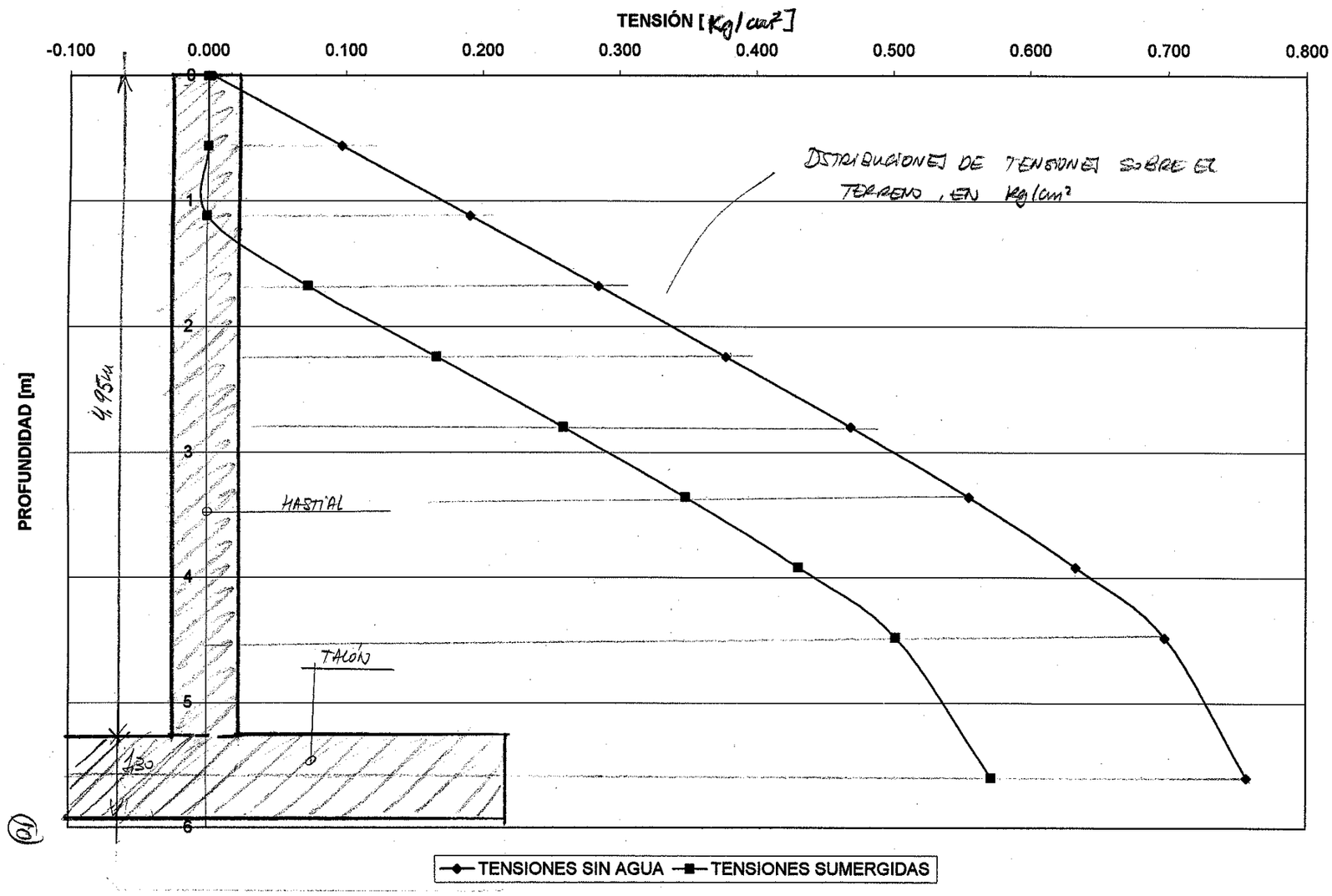
x=	S Ep SUM	S Ep SECO		S Ep SUM	S Ep SECO	Ep MAX SUM	Ep MAX SECO
0	0	0	0.28	9.49788	18.9952	1.3297032	2.659328
0.56	18.99576	37.9904	0.84	28.49364	56.9856	10.6376256	21.274624
1.12	37.99152	75.9808	1.4	47.4894	94.976	21.2752512	42.549248
1.68	56.98728	113.9712	1.96	66.48516	132.9664	31.9128768	63.823872
2.24	75.98304	151.9616	2.52	85.48092	170.9568	42.5505024	85.098496
2.8	94.9788	189.952	3.08	104.47668	208.9472	53.188128	106.37312
3.36	113.97456	227.9424	3.64	123.47244	246.9376	63.8257536	127.647744
3.92	132.97032	265.9328	4.2	142.4682	284.928	74.4633792	148.922368
4.48	151.96608	303.9232	4.76	161.46396	322.9184	85.1010048	170.196992
5.04	170.96184	341.9136					
5.6	189.9576	379.904	4.95	167.90895	335.808	232.613258	465.2128
6.25	212.00625	424	5.6	189.9576	379.904		

← Reacción máxima en solera.





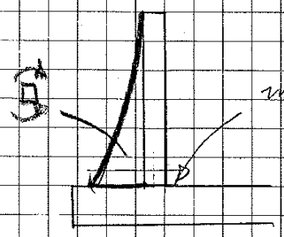
TENSIONES SOBRE EL TERRENO



DIMENSIONAMIENTO EN ELU:

Hastial con anclaje

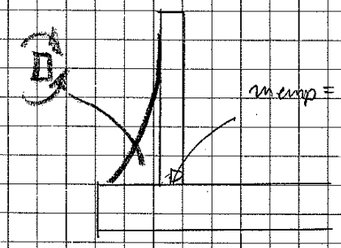
combB: 1,35 g_1 + 1,50 $G_{2\,tierra}$ + 1,00 $G_{2\,infraestr}$ + 1,50 $E_{a\,terr}$ + 1,50 $E_{a\,sc}$



m_{emp} = 528,76 KN·m/m

En el esquema estático con todos los anclajes del hastial

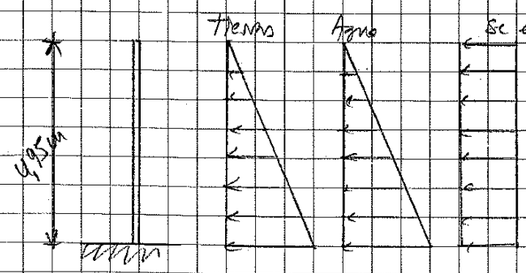
combA: 1,35 g_1 + 1,50 $G_{2\,tierras}$ + 1,00 $G_{2\,infr}$ + 1,50 $E_{a\,sup}$ + 1,50 E_{agua}



m_{emp} = 528,91 KN·m/m

En el esquema estático con anclajes tracionados en el hastial

Tomando los empujes como acción y no como reacción contra el terreno, el momento de empotramiento es de



TENSIÓN	26,63	49,5	53,9	KN/m²
RESULTANTE	65,91	122,51	26,631	KN/m
MOM EMPOTR	108,75	202,14	65,91	KN·m/m

NOTE BOOK

Momento de empotramiento

m_d = 1,50 (108,75 - 202,14) + 1,50 (65,91) = 565,2 KN·m/m

Los momentos del mismo orden de magnitud que los considerados en el cálculo original.

Como la transmisión de cargas se hace por la losa de cimentación — Reparten mismas cargas entre hastiales

En el hastial en que se introducen los empujes como acción

m_{emp} = 622,86 KN·m/m

$$\varepsilon = \frac{622,86 - 565,2}{622,86} = 9,2\,\%$$

al aumentar la acción introducida, los momentos resultantes serán obviamente mayores.

La diferencia ronda el 13,5%, con comprobaciones muy del lado seguro

Si el momento es mayor que el considerado con el cálculo es a costa de que el muro se mueva un poco más, luego se desarrollarán los empujes activos — Bajará la acción del terreno sobre el muro

NOTE BOOK

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

TRAMO A CIELO ABIERTO. ENTRADA AL FALSO TÚNEL LADO CASTELLBISBAL
P.K. 705+920 a P.K. 706+240

-ADENDA-

ADAPTACIÓN DE LA GEOMETRÍA LA CAMBIO DE RASANTE.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 18 de noviembre de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
ENTRADA A CIELO ABIERTO LADO CASTELLBISBAL
–ADENDA-

ADAPTACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL TRAMO AL CAMBIO DE RASANTE.

1. ANTECEDENTES:

A la entrada a cielo abierto del Falso Túnel de Can Tunis se ha modificado el trazado en alzado para permitir el paso de la traza bajo un colector de aguas negras bajo el terraplén de la Ronda Litoral.

En el nuevo trazado, descendente hacia PK's crecientes, se incluye un acuerdo vertical que permite la transición entre una pendiente de entrada del –1.5% y una pendiente de salida del –1.432%. La nueva rasante es más alta que la rasante que hasta el momento se había considerado en la verificación y dimensionamiento de las estructuras de entrada a cielo abierto, en adelante denominadas "U'es".

El cambio en la rasante implica un cambio en la cota de cimentación de las "U'es" que se traduce en menores alturas de hastiales necesarias. Asimismo, se ha cambiado el gálibo vertical del Falso Túnel. Por los motivos anteriormente mencionados se plantea una adaptación del diseño existente a los nuevos condicionantes geométricos.

1. TRABAJOS REALIZADOS.

No se introducen cambios en el trazado en planta del tramo, por lo que no son necesarias adaptaciones a este respecto.

Dado que la nueva geometría en alzado, por ser menos profunda, es más favorable en cuanto a la verificación y dimensionamiento de las "U'es" y que el cambio absoluto de geometría no es especialmente significativo (por lo que no se traduce en un ahorro apreciable), se da por bueno el diseño previamente realizado, cuya nota de Cálculo se detalla en el documento: "Tramo a Cielo Abierto. Entrada al Falso Túnel Lado Castellbisbal. PK's 705+920 a 706+240", del 27 de enero de 2004, y se procede únicamente a la adaptación geométrica de dicho diseño previo al nuevo trazado.

2. CONCLUSIONES.

El diseño realizado en enero de 2004 de las "U'es" de entrada a cielo abierto al Falso Túnel ferroviario de Can Tunis no requiere de adaptaciones, salvo las geométricas, al cambio de trazado en alzado planteado.



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

Barcelona, a 18 de noviembre de 2004

Cálculos Tramo Transición

PK. 706 + 240.00 a 706 + 400.00

CAN TUNIS U.T.E.

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL TRAMO DE TRANSICIÓN ENTRE LAS "U'es" DE ENTRADA A CIELO ABIERTO Y EL CRUCE DE LA TRAZA CON LA CARRETERA B-17. PK: 706+240,00 a 706+400,00

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2.

(PANTALLAS Y CUBIERTA)

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 10 de junio de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
TRAMO DE TRANSICIÓN ENTRE LAS "U'ES" DE ENTRADA A CIELO ABIERTO Y EL CRUCE DE LA TRAZA DEL FALSO TÚNEL DE CAN TUNIS CON LA CARRETERA B-17.

PANTALLAS Y CUBIERTA.
DESDE P.K: 706+240 HASTA P.K: 706+400

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata del tramo del Falso Túnel ferroviario de Can Tunis entre las "U'ES" de entrada al falso túnel a cielo abierto y la primera fase del cruce con la carretera B-17, de Barcelona al enlace con el aeropuerto. Dicho tramo discurre entre los PK's 706+240 y 706+400 de la traza, con una rasante descendente de pendiente constante y un trazado en planta sobre recta. Este tramo se encuentra al comienzo del ramal al aeropuerto, por lo que ya se ve afectado por los sobreanchos entre pantallas que permiten alojar el carril adicional.

La cubierta se mantiene paralela a la rasante en todo el tramo, con su cara inferior a 6.0m sobre la cota carril. Dicha cubierta va cambiando de canto a medida que los sucesivos aumentos de luz libre entre pantallas lo demandan.

Para la ejecución de las pantallas se emplean dos modalidades constructivas:

- La primera consiste en ejecutar las pantallas desde la cota z=1.30m, para posteriormente recrecerlas con muros encofrados a doble cara, desde la cota z=+0.50m hasta la cota de cubierta. El muro recrecido se emplea como viga de atado de las pantallas.
  Esta variante se emplea desde el PK 706+240 hasta el PK 706+337.8, en el que se ha venido a denominar tramo 1-2.
- En la segunda se ejecutan las pantallas desde la cota de cubierta, de modo que no son necesarios recrecidos posteriores.
  Esta modalidad se aplica en el llamado tramo 2-3.

Para la ejecución de la losa de cubierta también se emplean dos modalidades, cuya aplicación por zonas coincide con la que se ha considerado para las pantallas:

- La primera consiste en la ejecución de la cubierta a base de prelosas prefabricas en obra + losa de compresión "in situ". Se aplica desde el PK 706+240 hasta el PK 706+337.8. En los tramos de 11.0m de luz libre entre pantallas se proyecta una losa de 0.80m de canto total (tramo 1-2 A), en los tramos en que las luces libre entre pantallas son mayores, se pasa a una losa de 1.0m de canto total (se ha zonificado en tramo 1-2 B y 1-2 C, con las correspondiente adaptación del armado a la diferencia de luces).
- La segunda consiste en una losa "in situ" ejecutada sobre el terreno previamente acondicionado para actuar como encofrado, por lo que su ejecución es previa a cualquier excavación interior en el tramo en el que se aplica. En este caso la viga de atado de las pantallas se materializa dentro del propio canto de la cubierta.
  También se ha zonificado en dos subtramos: Tramo 2-3 A y tramo 2-3 B, cuyo armado se adapta a las variaciones de luz libre entre pantallas.

Al final del tramo, justo antes de la primera fase del cruce de la traza con la carretera B-17, se produce un salto de cota de la cubierta del Falso Túnel que obliga a la disposición de un muro. La definición estructural de dicho muro se incluye en este proyecto.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS Y SERVICIOS EXISTENTES.

En el tramo objeto de estudio no se han encontrado interferencias con servicio alguno, por lo que no serán necesarios desvíos ni reposiciones. Al no haber interferencias tampoco se condicionan las fases de ejecución.

2.2 TERRENO.

Todos los parámetros que intervienen en el cálculo de esfuerzos y movimientos de las pantallas son los mismos que se emplearon en el Tramo de Prueba (PK: 706+680 a 706+980), que a su vez coinciden con los considerados en el Proyecto Original. Pueden resumirse en:

- Hasta la cota z=1.00m: Rellenos antrópicos
  - · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  - · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  - · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.333
  - · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.500
  - · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.000
  - · Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  - · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=30°
  - · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.00 en activo y en pasivo
  - · Coeficiente de balasto del terreno: 1000Tn/m^3

- Hasta la cota z=-7.00m: Acuífero superior
  · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.2683
  · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.4554
  · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.3921
  · Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=33°
  · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  · Coeficiente de balasto del terreno: 2500Tn/m^3

- Hasta la cota z=-28.00m: Limos entre acuíferos
  · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.3311
  · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.5305
  · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=2.7698
  · Cohesión: 0.50Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=28°
  · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  · Coeficiente de balasto del terreno: 2000Tn/m^3

2.3 DETALLES TIPO.

Para las dimensiones y detalles tipo de la sección entre hastiales y de la infraestructura de vía se han respetado las especificaciones del proyecto original, salvo algunas modificaciones. Se ha redefinido los gálibos interiores del túnel y su trazado en alzado para poder sortear el cruce con el colector de aguas negras que afecta a la traza del Túnel a la altura del cruce con la Ronda del Litoral. La definición estructural de las pantallas y la cubierta de este tramo se ha realizado con la rasante modificada.

2.4 NIVEL FREÁTICO.

Tal y como se especifica en el proyecto original, se dimensiona la estructura para una posible subida del NF hasta la cota +2.0 por un carrera de marea extrema. Si bien el NF normal se ha considerado a la cota z=+0.50m.

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 de agua análogas a las que se consideraron en el tramo de pruebas (manteniendo el nivel de agua entre las pantallas aproximadamente un metro por debajo de la cota de máxima excavación), de modo que debe respetarse el mismo esquema de bombeo de agua que se ha definido para ese tramo.

3. NORMATIVA CONSIDERADA.

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

Para la definición de acciones en terraplenes adyacentes a las estructuras, así como para las sobrecargas de uso sobre las cubiertas se han seguido las especificaciones de la Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera IAP.

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de las pantallas de este tramo de la traza han sido:

- La acción de las tierras: Pesos y empujes.
- La acción del agua: Empujes.
- Posible sobrecarga en el terraplén adyacente a la estructura. (según IAP)

Asimismo, se ha tenido en cuenta el procedimiento constructivo evolutivo, tomando para .cada una de las fases intermedias el esquema estático real y se han obtenido los esfuerzos en cada fase como suma de los esfuerzos que aparecen en todas y cada una de las fases intermedias previas a ella. En esta etapa del cálculo se ha considera también el recrecido del muro.

El dimensionamiento y verificación final de la estructura tiene en cuenta los esfuerzos y movimientos aparecidos a lo largo de todo el procedimiento constructivo, de modo que se garantice el correcto funcionamiento de la misma en cada una de las fases por las que debe pasar hasta alcanzar el estado de entrada en servicio.

Para el dimensionamiento de la cubierta se tiene en cuenta los pesos de tierras que debe sostener y una eventual sobrecarga de utilización de 10 kN/m^2 (Se ha considerado una alturas de tierras de 3.00m en el tramo inicial y de hasta 4.5m en el tramo final, siempre del lado seguro). Asimismo, se ha tenido en cuenta de la evolutividad de la sección transversal de la cubierta a base de prelosas para la verificación de los Estados Límites Últimos y de Servicio de la estructura.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:
- Hormigón pantallas: HA-25
- Hormigón prelosas: HA-25 y HA-30
- Hormigón losas "in situ" y losas de compresión HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control:

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

4.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

Todo el cálculo de esfuerzos y movimientos en las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Dicho programa permite simular el procedimiento constructivo evolutivo, las propiedades del terreno por estratos, las presiones de agua, los diferentes esquemas estáticos que aparecen a lo largo del procedimiento constructivo, etc.

Los resultados más relevantes obtenidos del análisis de las pantallas se presentan a modo de resumen en la Nota de Cálculo incluida en esta memoria.

Para el cálculo de la cubierta se han empleado métodos manuales, puesto que se ha calculado en hipótesis de deformación plana, analizando rebanadas de 1.0m de longitud, simplemente apoyadas en sus extremos.

En el dimensionamiento del muro final del salto entre tramos se ha empleado un emparrillado plano que tenga en cuenta el reparto de esfuerzos en función de las rigideces y la variación de las luces y las cargas por tramos.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

En este tramo se plantea un procedimiento constructivo para la excavación interior del falso túnel, equivalente al procedimiento constructivo P2 del tramo de pruebas (excavación con un nivel de puntales intermedio), con las modificaciones necesarias para la adaptación a su geometría. (Puede consultarse un esquema del procedimiento constructivo en el apartado "PLANOS" de este documento, en el que se definen las cotas de excavación intermedia, las cotas de los puntales provisionales, etc). Para el tramo 1-2 de las pantallas se ha tenido en cuenta el recrecido del muro y el momento en que éste se ejecuta.

Para el procedimiento constructivo descrito se realiza una verificación y dimensionamiento de las pantallas (verificación de tensiones en el terreno y fracción del empuje pasivo máximo movilizado, control de movimientos teóricos y dimensionamiento de las pantallas frente a los estados últimos de flexión y cortante), que puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria (Se incluye la verificación y dimensionamiento de la pantalla transversal de cierre del tramo)

En la Nota de Cálculo también puede consultarse con detalle el dimensionamiento de la losa de cubierta y del muro que cierra el salto entre la cubierta del tramo de cruce con la carretera de la Feixa Llarga y la cubierta del tramo objeto de estudio.

6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis estructural de las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, están escritos en BASIC y están basados en el libro HORMIGÓN ARMADO de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré.

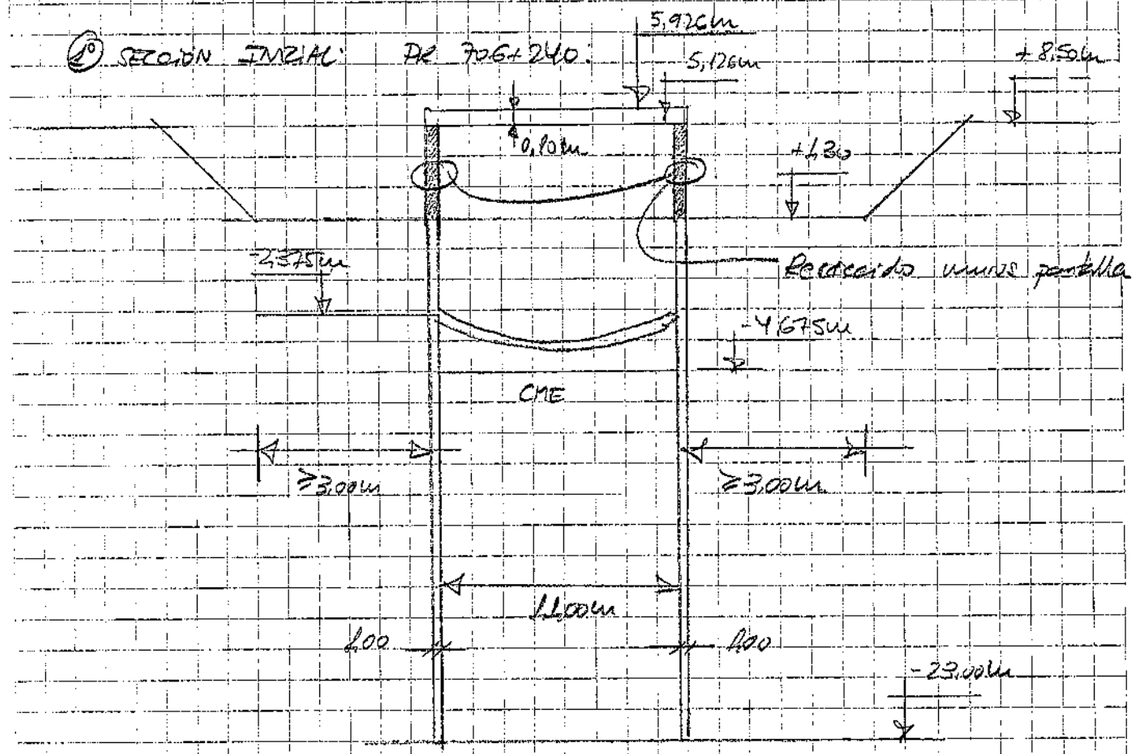


Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 10 de junio de 2004

NOTA DE CÁLCULO

TRAMO DE TRANSICIÓN PK 706+240 a 706+400



Cota carril PK = 706+240

pendiente Pdi = 705+944

ΔPe = 296m

$\Delta h = \Delta Pe \cdot p = \frac{296 \cdot 4 \cdot 2}{100} = 4,239m$

Zcarril = -3,365 - 4,239 = -0,874m

Zcarril = -0,874m ; cota de obra -2,375m

CCIT = 5,126m } obtenida h = 980m

CCSC = 5,926m

CME = -4,674m

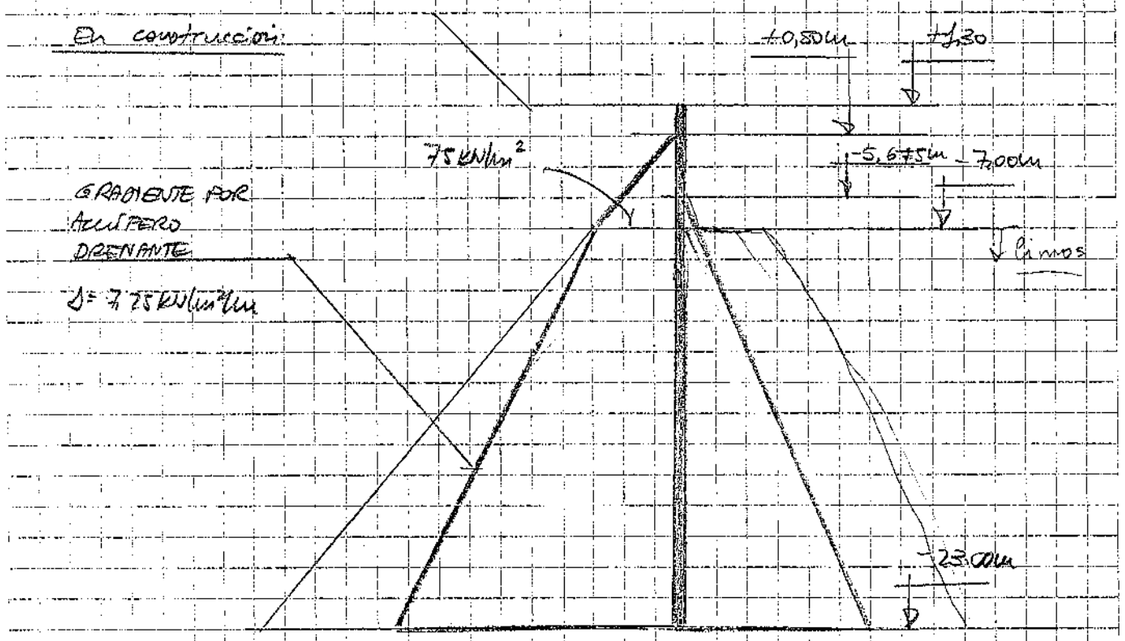
ARCHIVO R100 P2TRS1.RD.

P2TRS1_1.RD + Relleno pantalla a obra

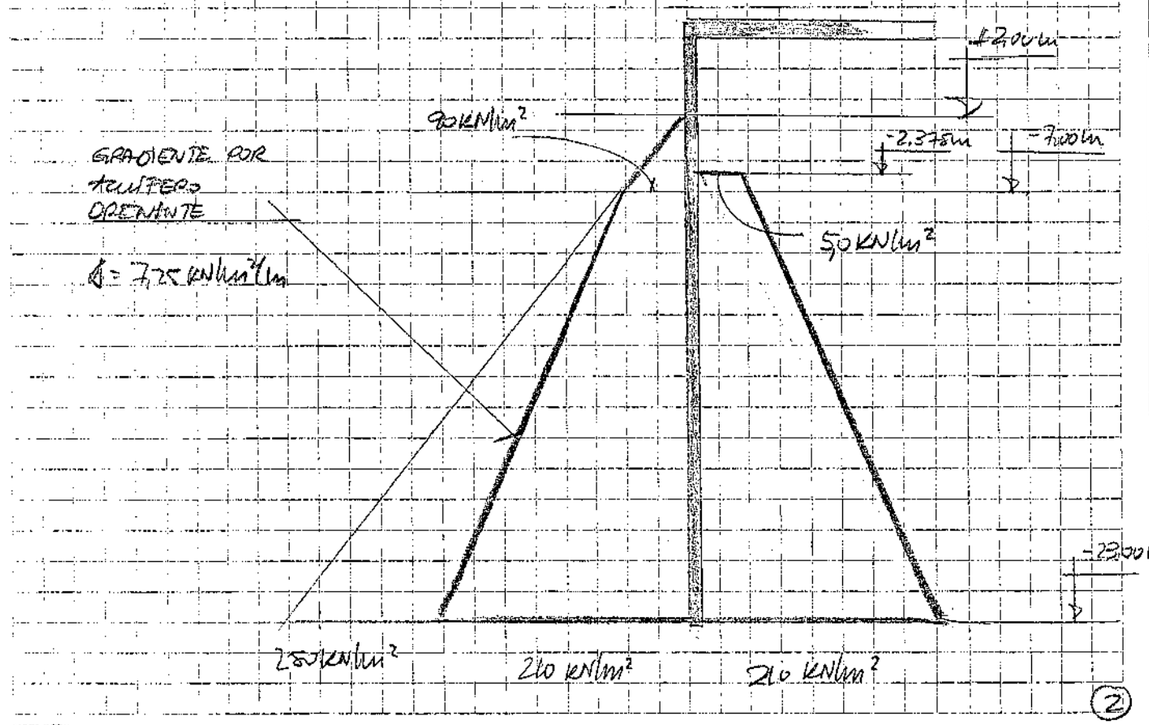
P2TRS1_2.RD + Relleno transiciones ②

PRESIONES DE AGUA:

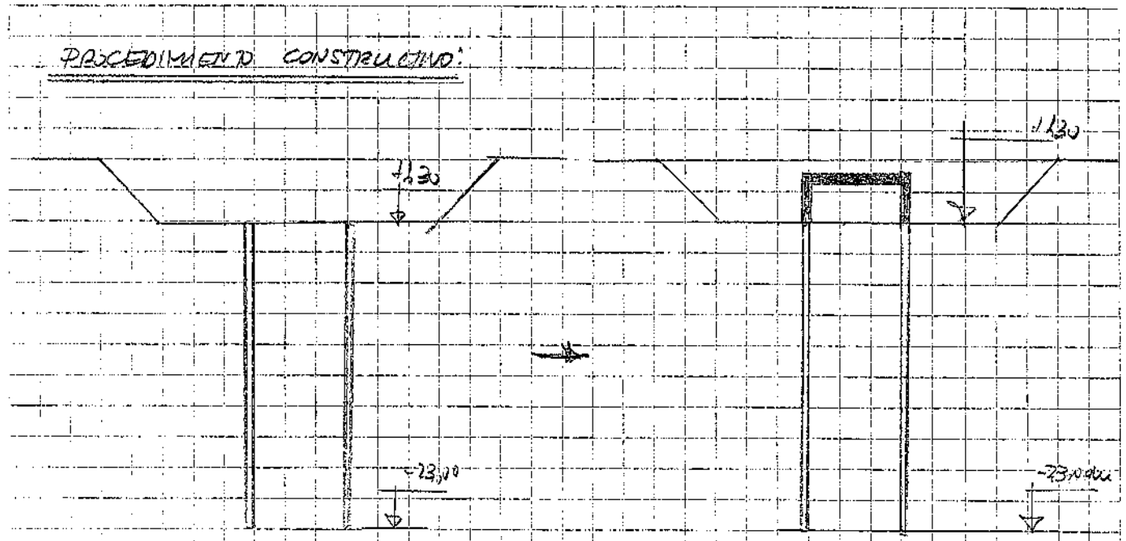
En construcción:



En servicio:

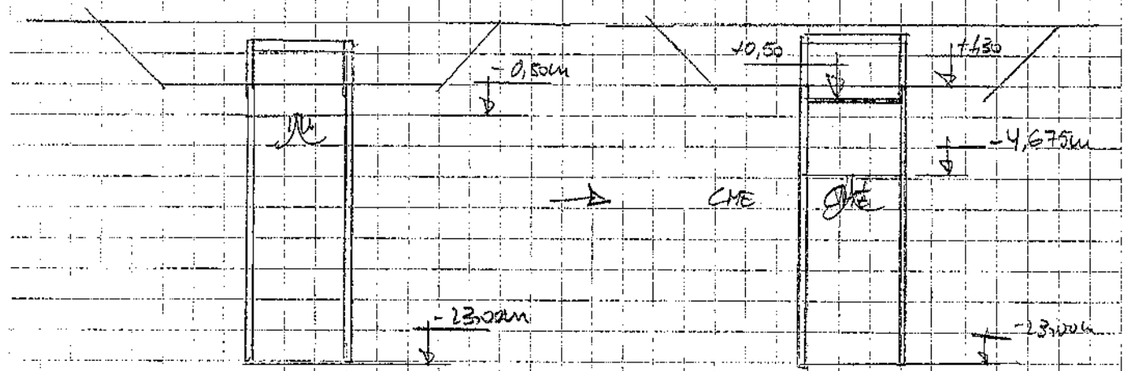


PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



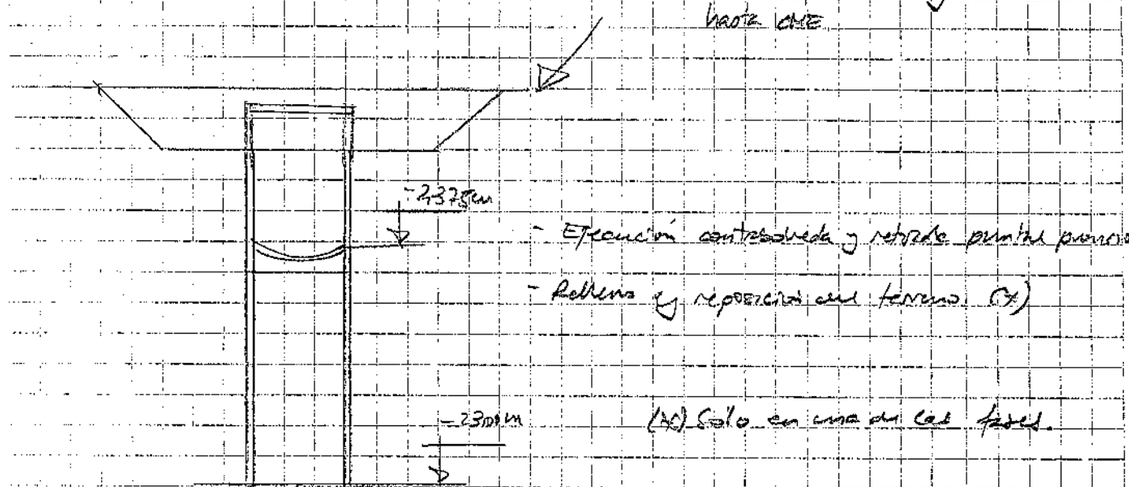
- Ejecución pantallas y
- Achique agua interior

- Retirada puntas + cubrición + reposición del terreno (*)



- Excavación interna hasta z=-0,50m

- Puntal provisional y excavación hasta CME



- Ejecución contrabóveda y retirada puntal provisional
- Relleno y reposición del terreno (*)

(*) Sólo en una de las fases.

Can Tunis 4-Junio-2004

RIGIDECES:

* CUBIERTA

$A = 0.80 m^2/m$ $\quad K = \frac{EA}{L} = \frac{27264\ MPa \cdot 0.80\ m^2/m}{6.0\ m} = 3635.2\ MN/m/m$

$E = 27264\ MPa$

$L = 12/2 = 6.0\ m$ ← luz a eje

$K = 363520\ Tn/m/m$ $\quad$ Kcubierta = 363.520 Tn/m/m

* Puntales:

$A = 2 \times 198 cm^2 = 396 cm^2$/puntal (aprox)

$E = 2.1 \times 10^6\ MPa$ $\quad K = \frac{EA}{L} = \frac{2.1 \times 10^6\ MPa \cdot 396 \times 10^{-4}\ m^2}{5.50\ m} = 1512.0\ MN/m/m$

$L = 5.50\ m$

Tomando un puntal cada 2.50m $\quad K = \frac{1512.0\ MN/m/m}{2.50\ m} = 604.8\ KN/m/$ punt

$K = 60500\ Tn/m/m$ $\quad$ Kpuntal = 60500 Tn/m/m

* Losa: Se predimensiona con canto de h = 0.60m

Modelo en SAP → (ver hoja siguiente)

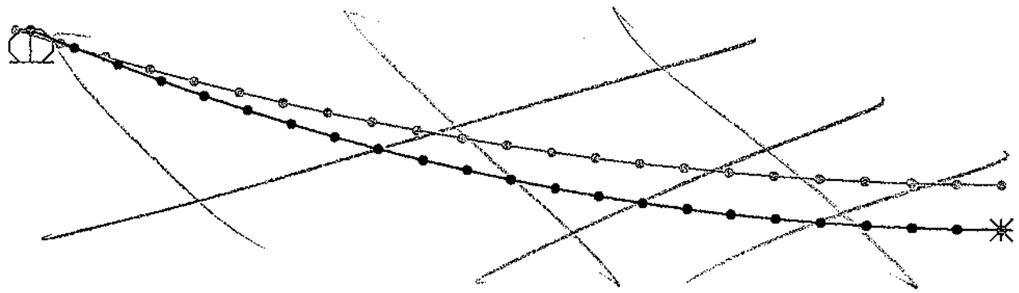
$\delta = 0.00099\ m$ $\quad K = \frac{F}{\delta} = \frac{1000\ KN}{0.00099\ m} = 1010000\ KN/m/m$

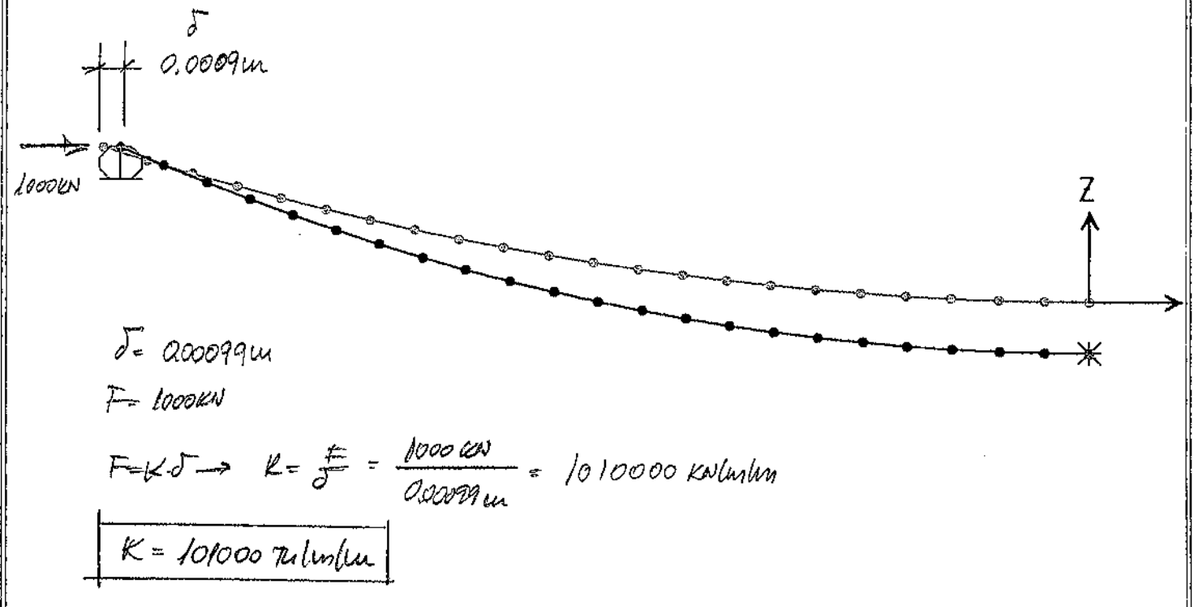
$F = 1000\ KN$

Pilares de anchos equivalentes

$K = 101000\ Tn/m/m$ $\quad$ Klosa = 101000 Tn/m/m

SAP2000 junio 1,2004 18:14





$\delta = 0.00099\ m$

$F = 1000\ KN$

$F = K\delta \rightarrow \quad K = \frac{F}{\delta} = \frac{1000\ KN}{0.00099\ m} = 1010000\ KN/m/m$

K = 101000 Tn/m/m

SAP2000 v6.11 - File:LOSA SAP (0.75) - Deformed Shape (CARGA) - KN-m Units

SECCIÓN INICIAL 706+240

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2TRS1 *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* +0.50m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* TRAMO DE TRANSICION ENTRE TRAMO A CIELO ABIERTO Y TRAMO DE
* CRUCE CON LA B-17. SECCIN INICIAL. PK 706+240
5.925
1.30 0.0^3*2.726E6/12
-23.0 1.0^3*2.726E6/12
8.5
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 1.30
EXC(2) 1.30
SUB(1,1) 1.30 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 1.30 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 1.30 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 1.30 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 1.30 6.0 7.0 8.0
SUB(1,1) 1.30 7.0 8.0 10.0
SUB(1,1) 1.30 8.0 9.0 12.0
SUB(1,1) 1.30 9.0 10.0 14.0
SUB(1,1) 1.30 10.0 35.0 15.0
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) -5.675 0.0
WAT(2) -23.0 17.0
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO MUROS, EJECUCION DE LA CUBIERTA
* Y RELLENO HASTA REPOSICION DEL TERRENO
INE(1) 1.0^3*2.726E6/12
STR 5.525 1.0 0.0 0.0 363500.0
* BAC(1) 5.125 0.5
0.5 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0
* SUB(1) 5.125 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 3: EXCAVACION HASTA -0.50
EXC(2) -0.50
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN 0.50 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 0.50 1.0 0.0 0.0 60500.0
EXC(2) -4.675
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -2.375 1 0 0 101000
STR(0,2)
CAL
* RELLENO TRASDOS
BAC(1) 5.125 0.5
0.5 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0
```

130

139

(X)

```
SUB(1) 5.125 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -23.0 21.0
WAT(2) -2.375 0 0.5
WAT(2) -23.0 21.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
INE(2) 0.66*1.0^2*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 5.525 1 0 0 0.66*363500.0
STR -2.375 1 0 0 0.66*101000.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

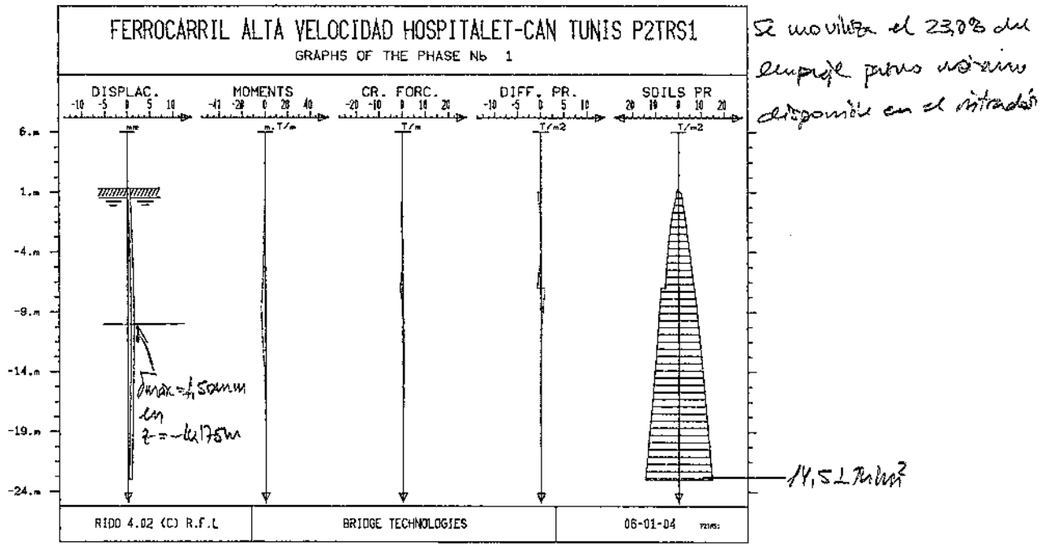
(X) (X)

(¥) Se activan los 2 de manera independiente y se toma la envolvente de esfuerzos de ambos.

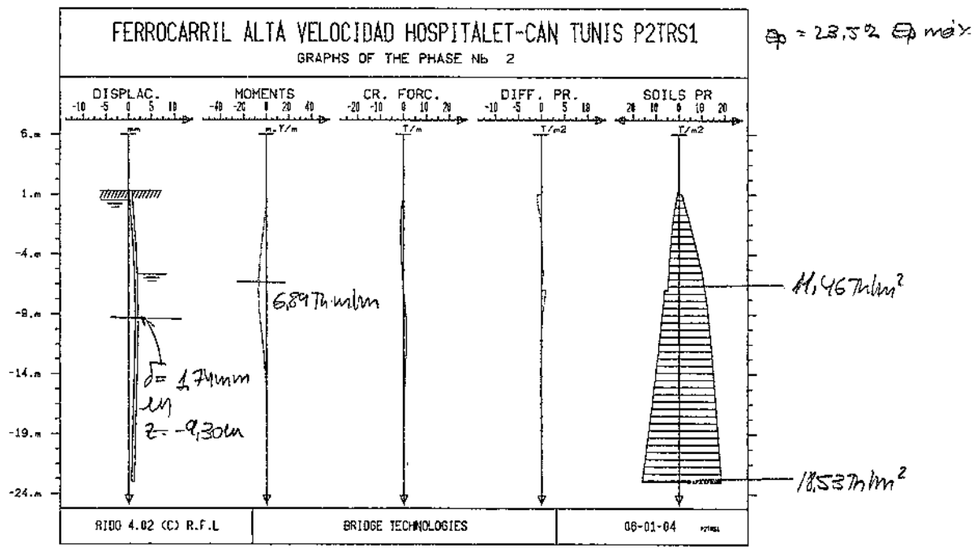
SECCIÓN INICIAL

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE TRANSICIÓN (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 1. SECCIÓN INICIAL 706+240

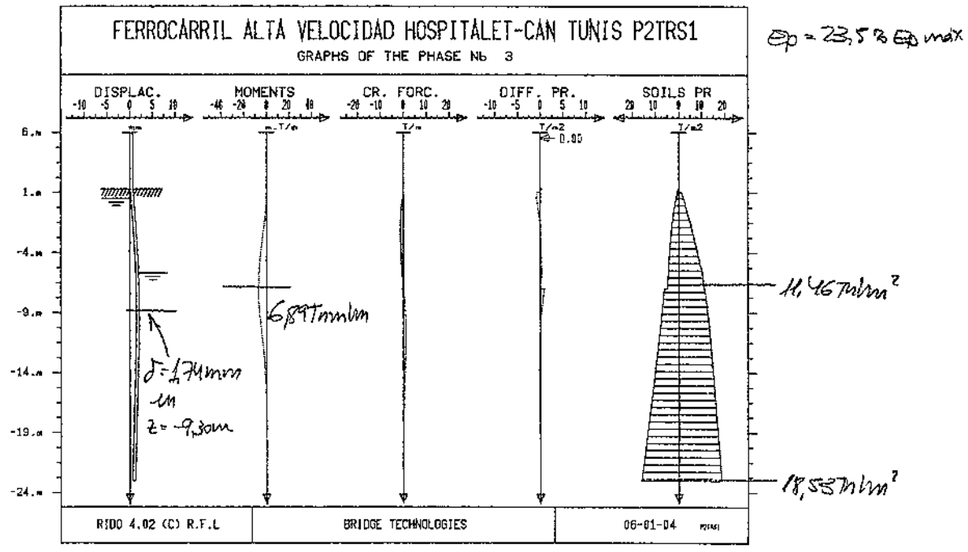
ESTADO PREVIO:



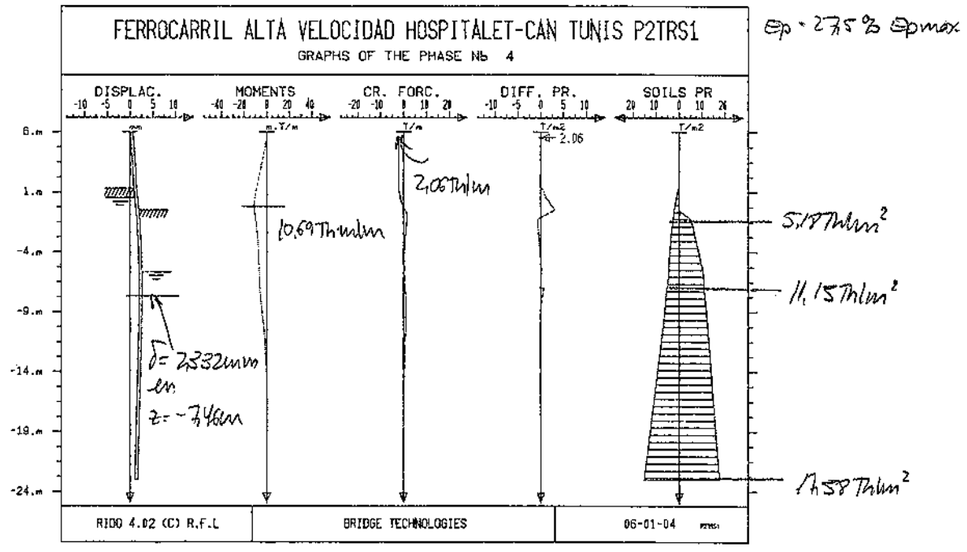
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



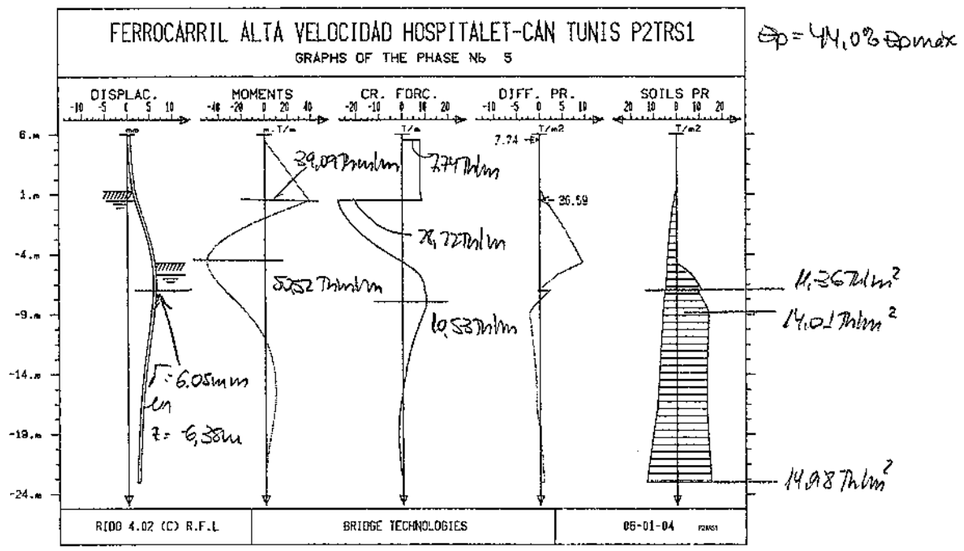
RECRECIDO, EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA:



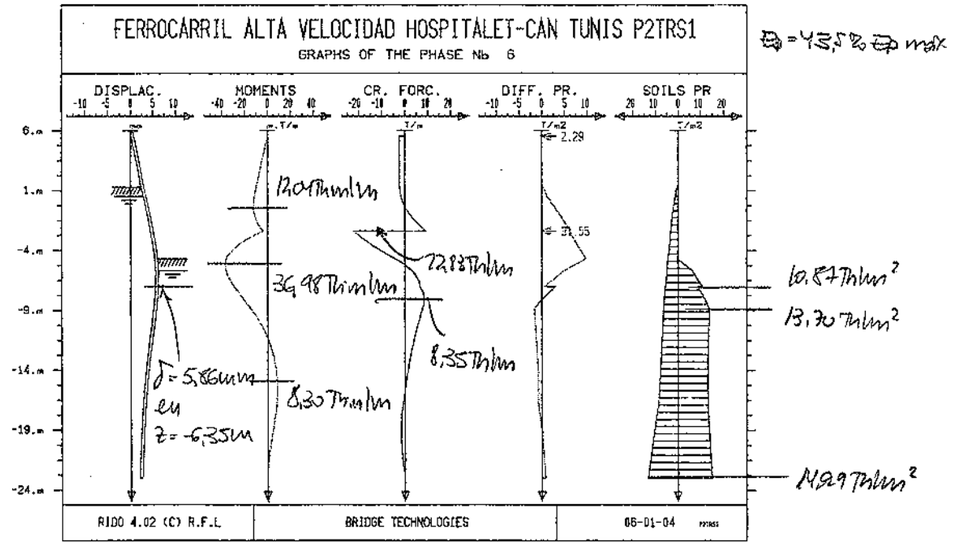
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.50m:



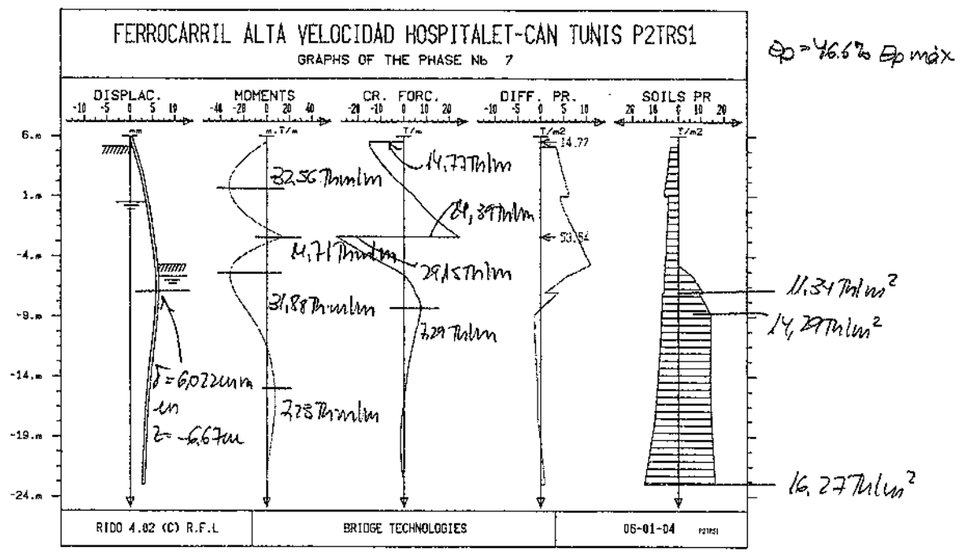
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=+0.50 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.675:



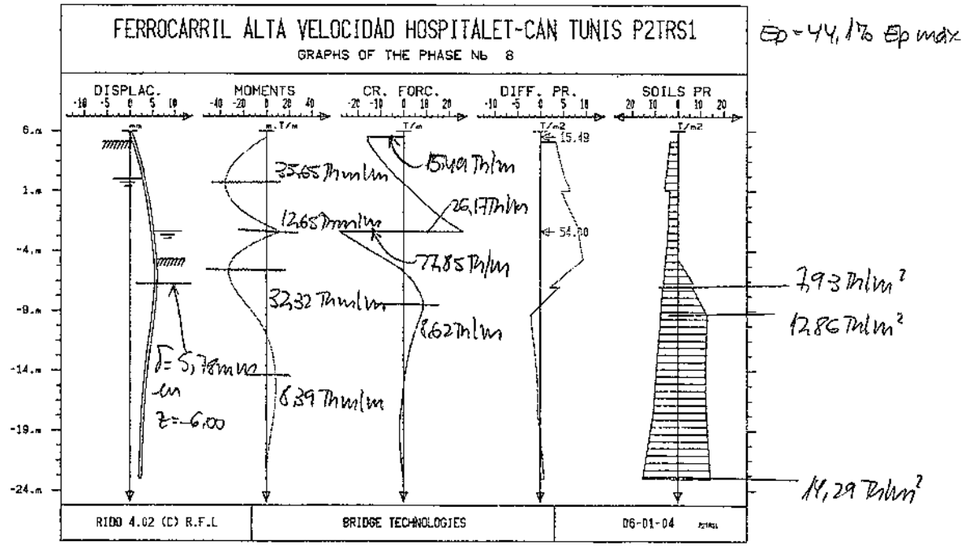
EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



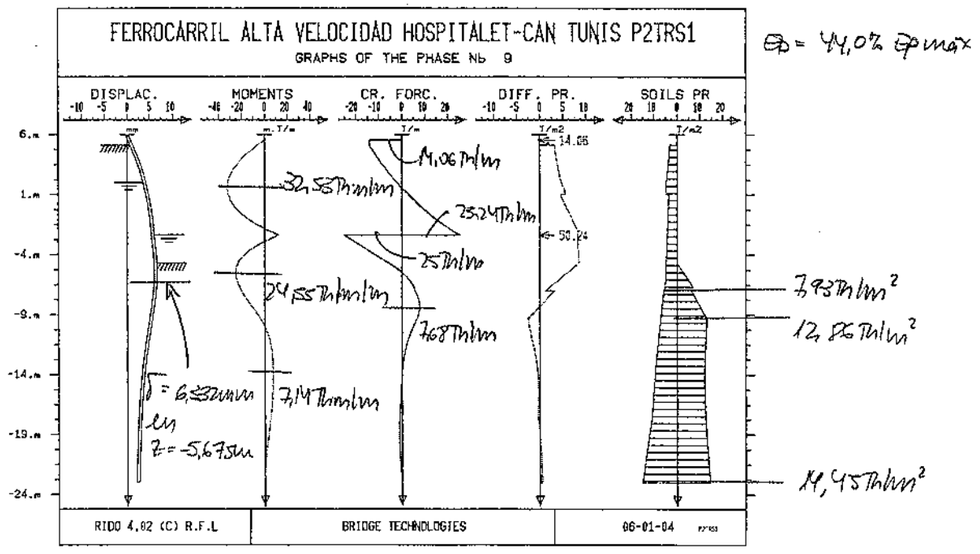
RELLENO DEL TRASDÓS DE LAS PANTALLAS:



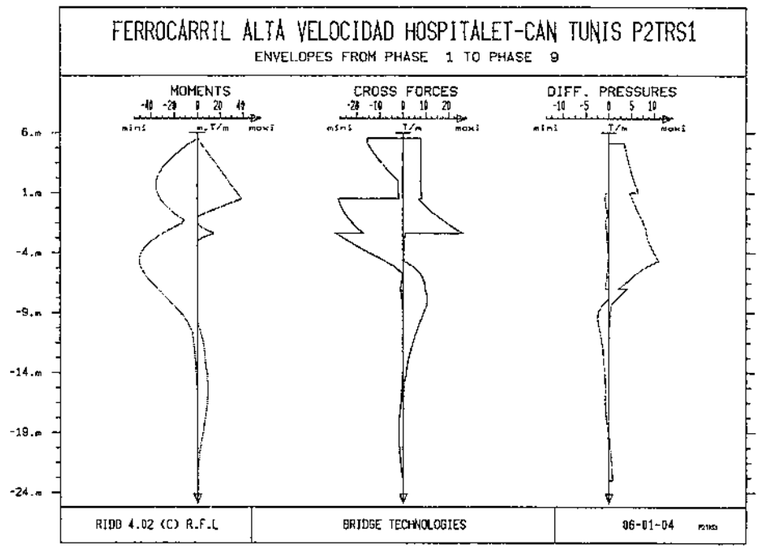
SUBIDA MÁXIMA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



FLUENCIA:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:

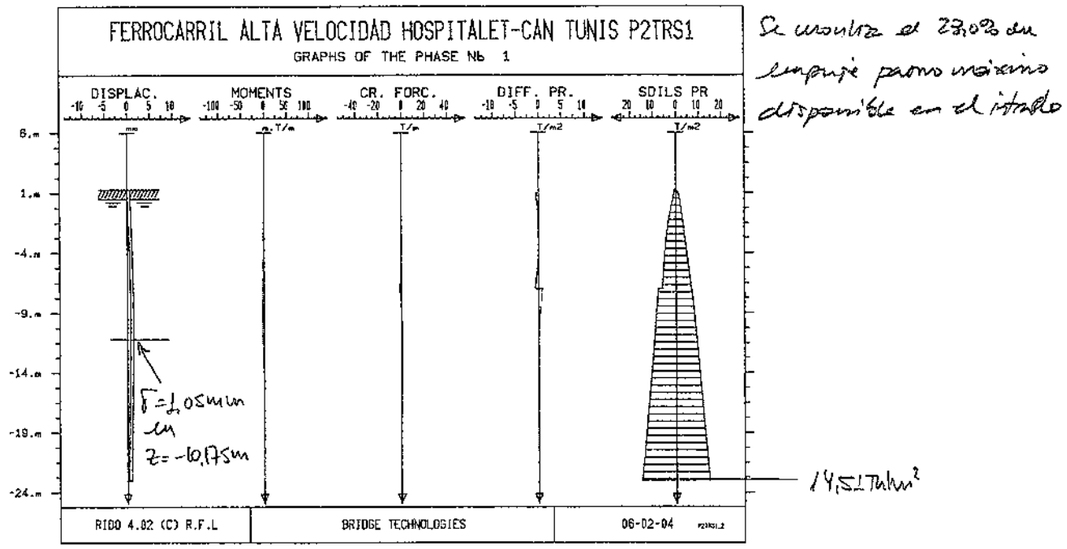


VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS.

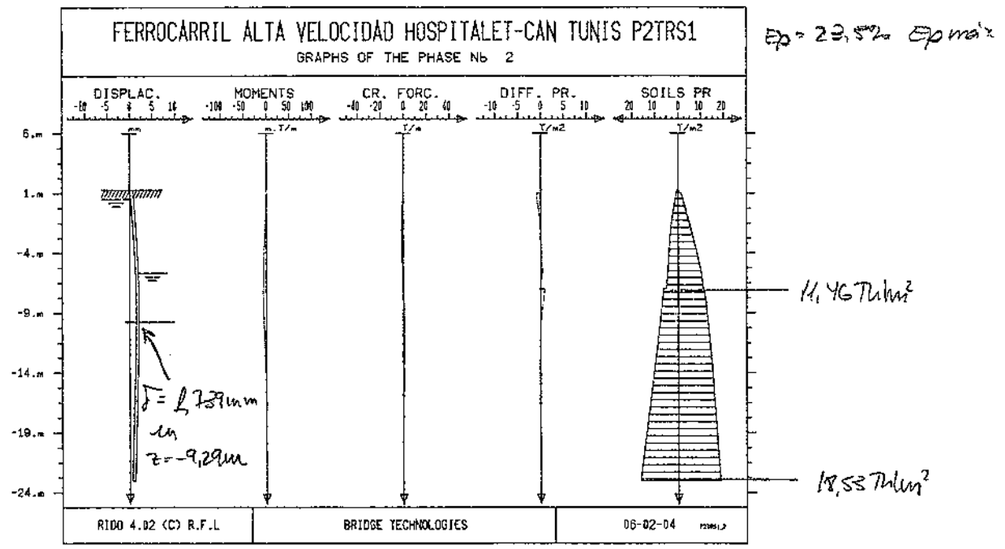
SECCIÓN INICIAL

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE TRANSICIÓN (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 1. SECCIÓN INICIAL 706+240

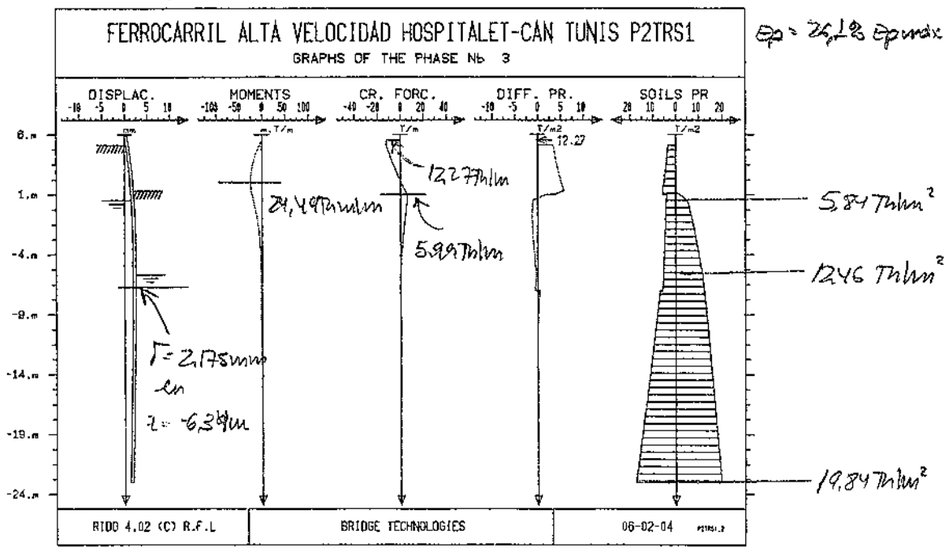
ESTADO PREVIO:



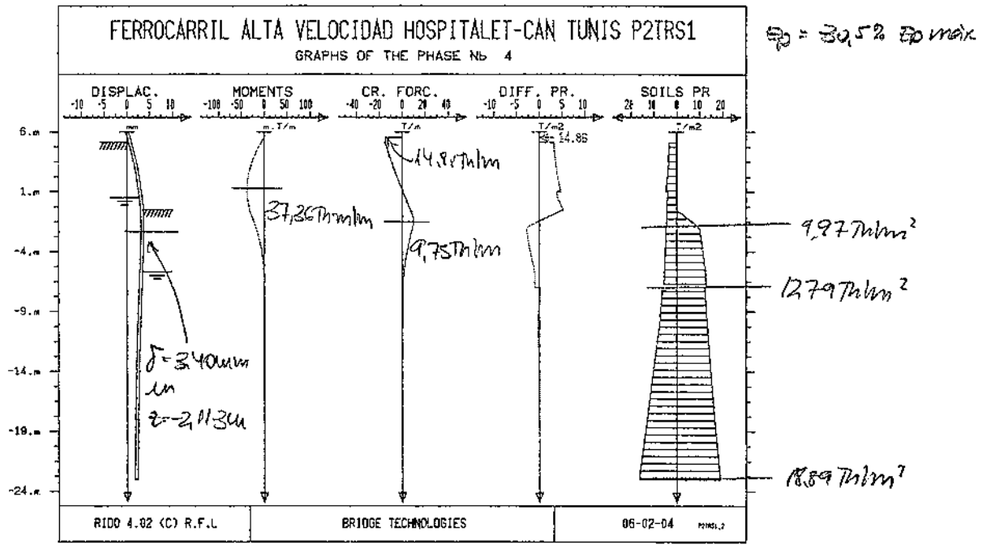
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



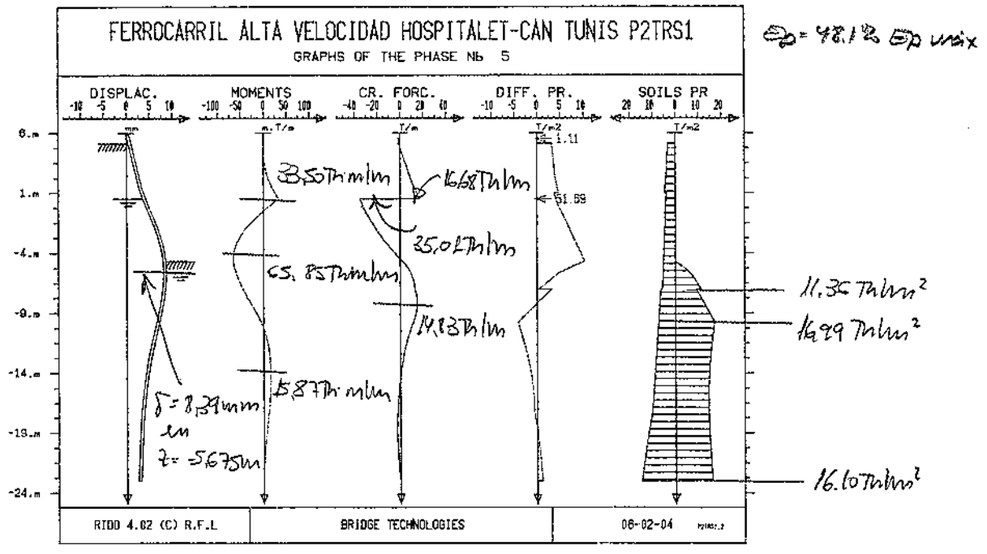
RECRECICO, EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA REPOSICIÓN TERRENO NATURAL:



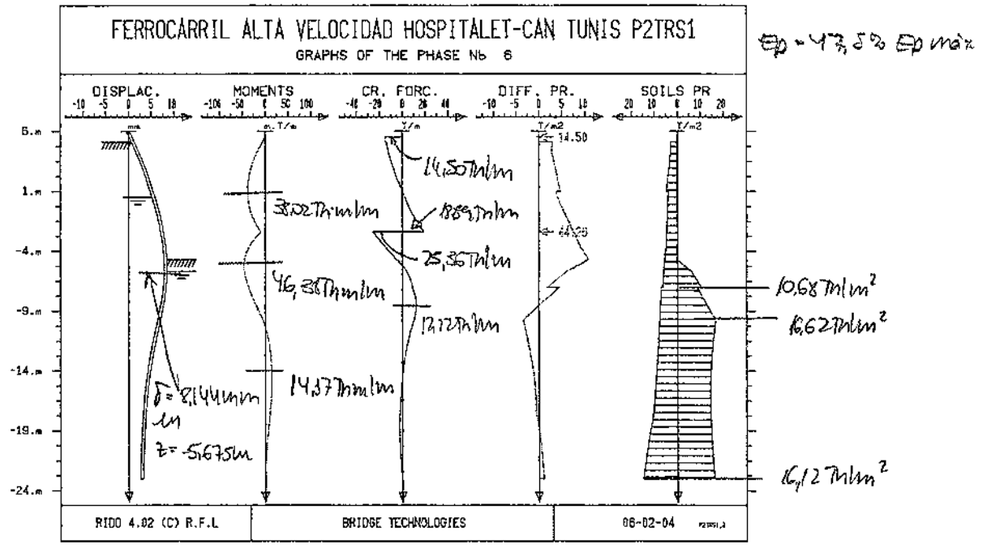
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.50m:



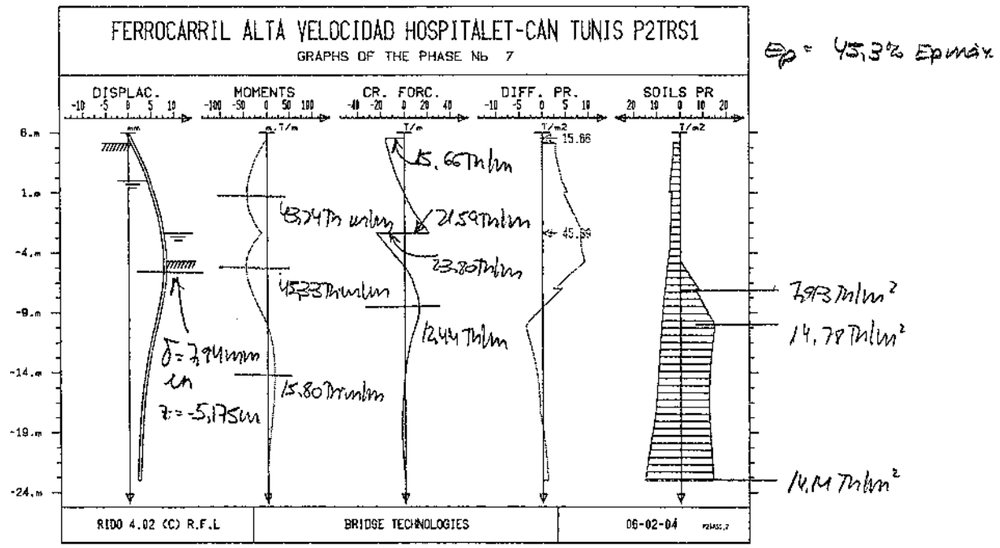
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=+0.50 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.675:



EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:

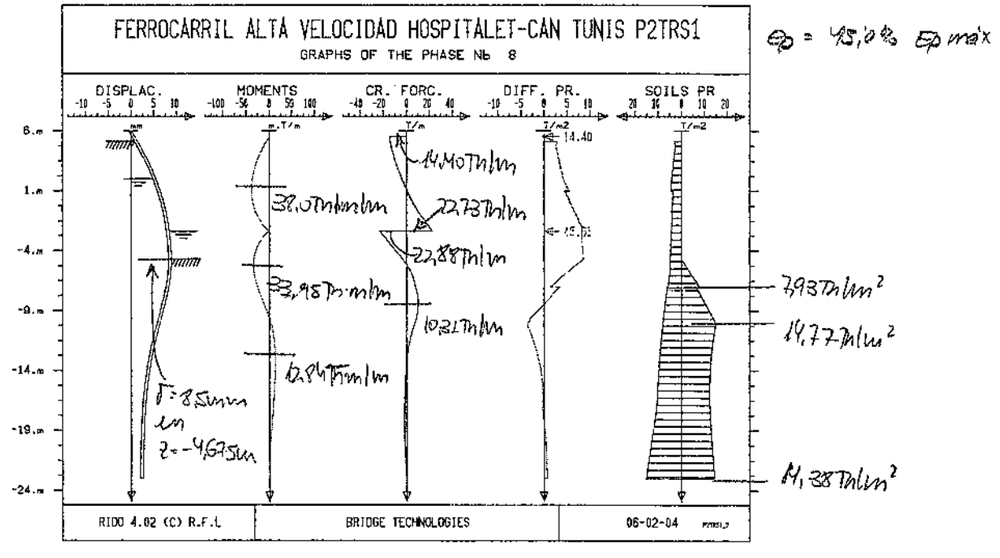


SUBIDA MÁXIMA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



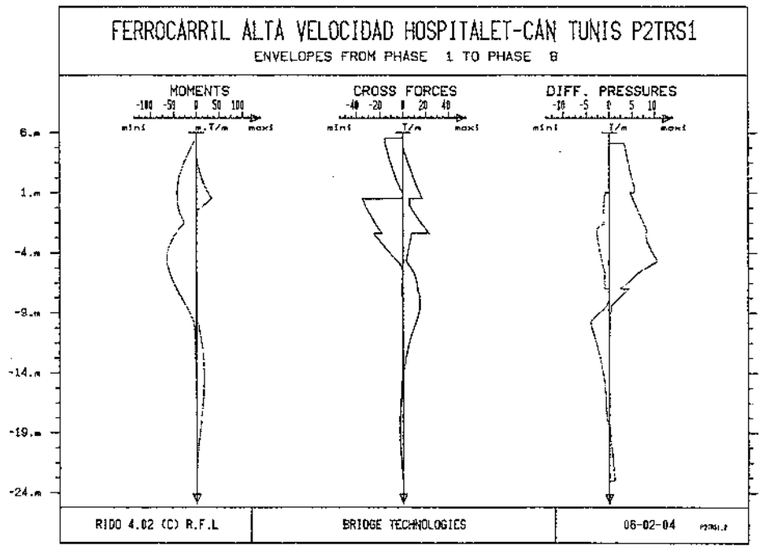
Ep = 45,3% Epmax

FLUENCIA:



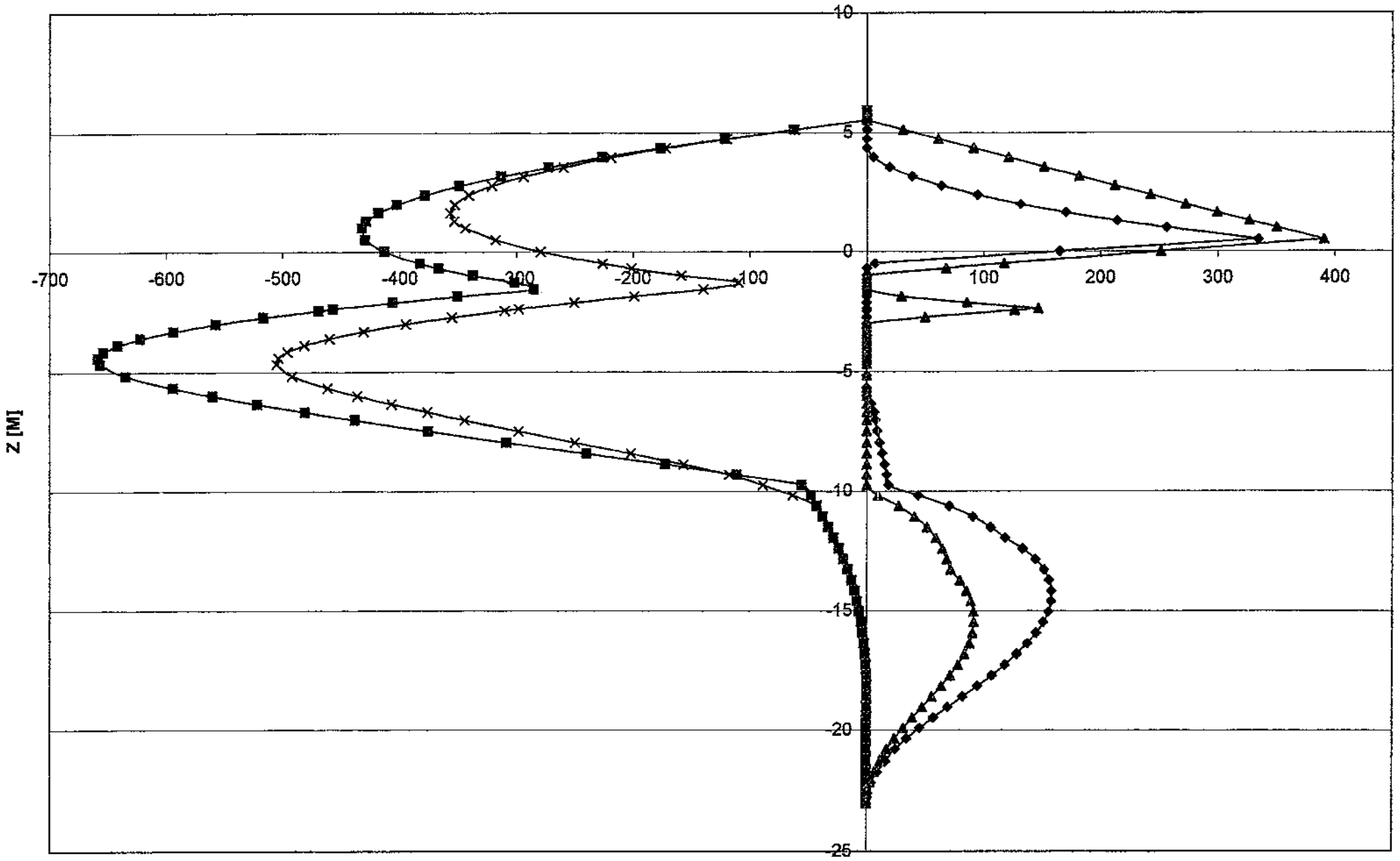
Ep = 45,0% Ep max

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS

ENVOL E DE MOMENTOS FLECTORES h=0.8

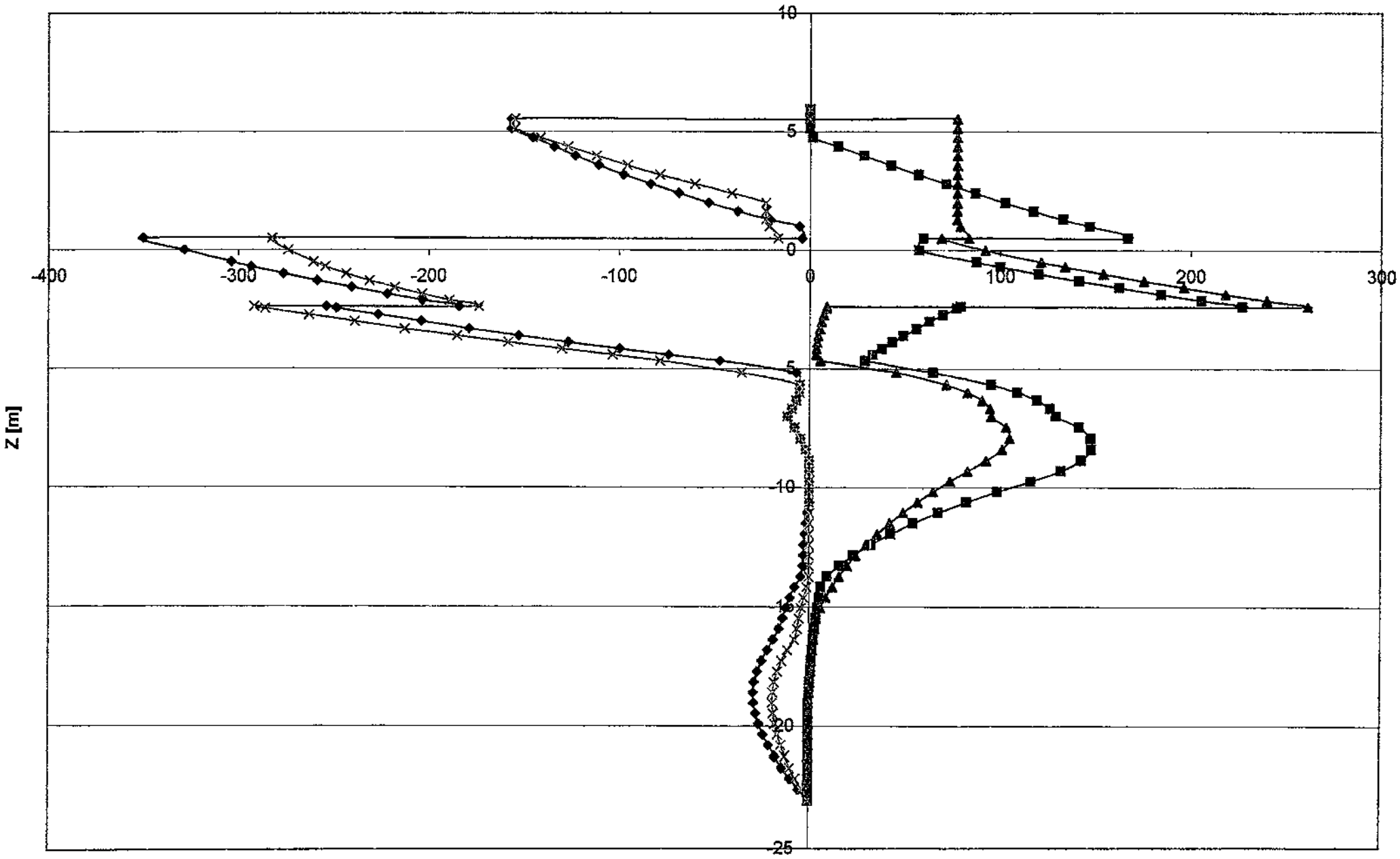


MOMENTO [kN·m/m]

M máx relleno inicial — M mín relleno inicial — M máx relleno final — M mín relleno final

P2 TRANSICIÓN TRAMO 1-2
02/06/2004

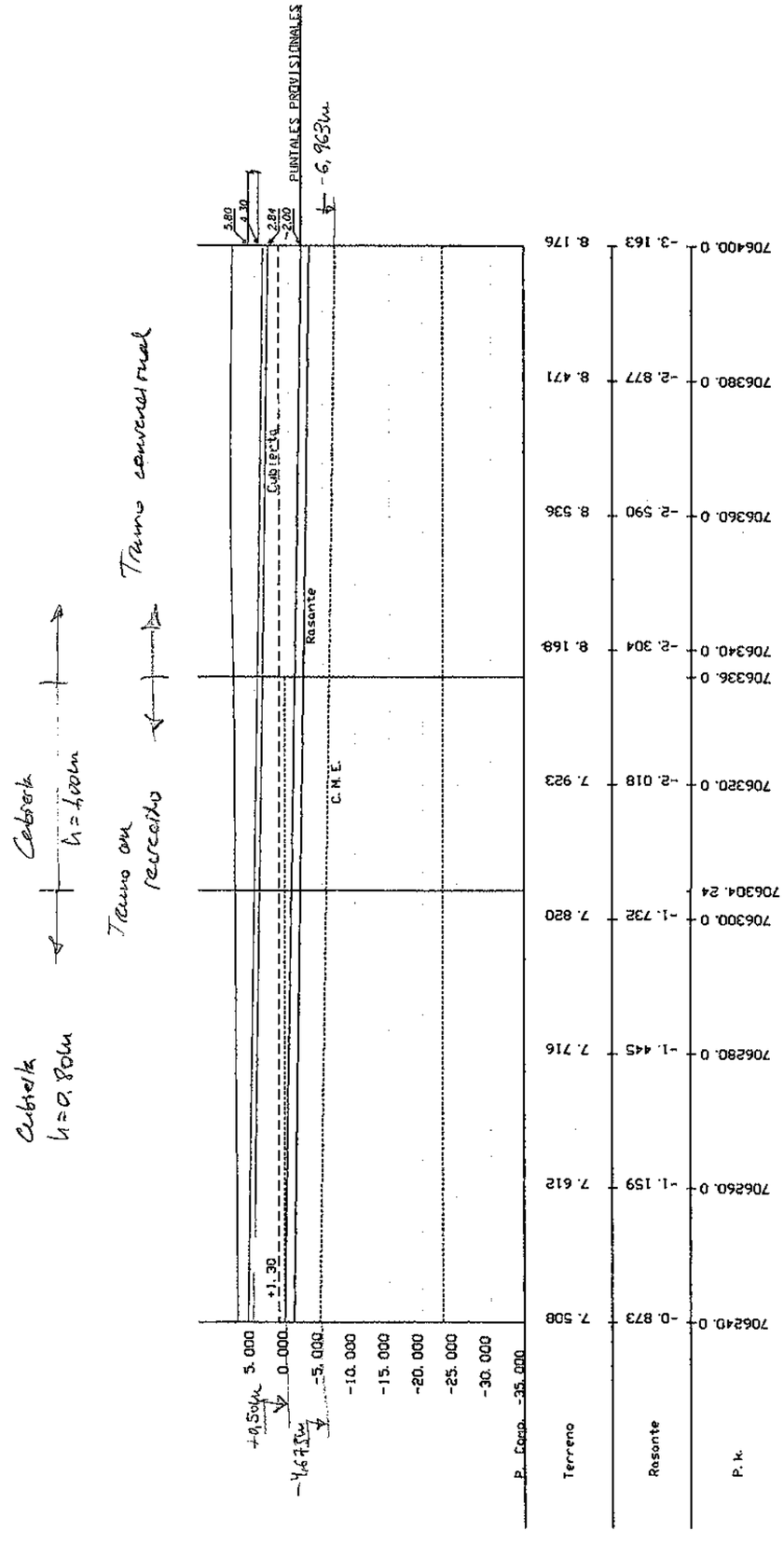
ENVOLVENTE DE CORTANTES h=0.80m



CORTANTES V [kN/m]

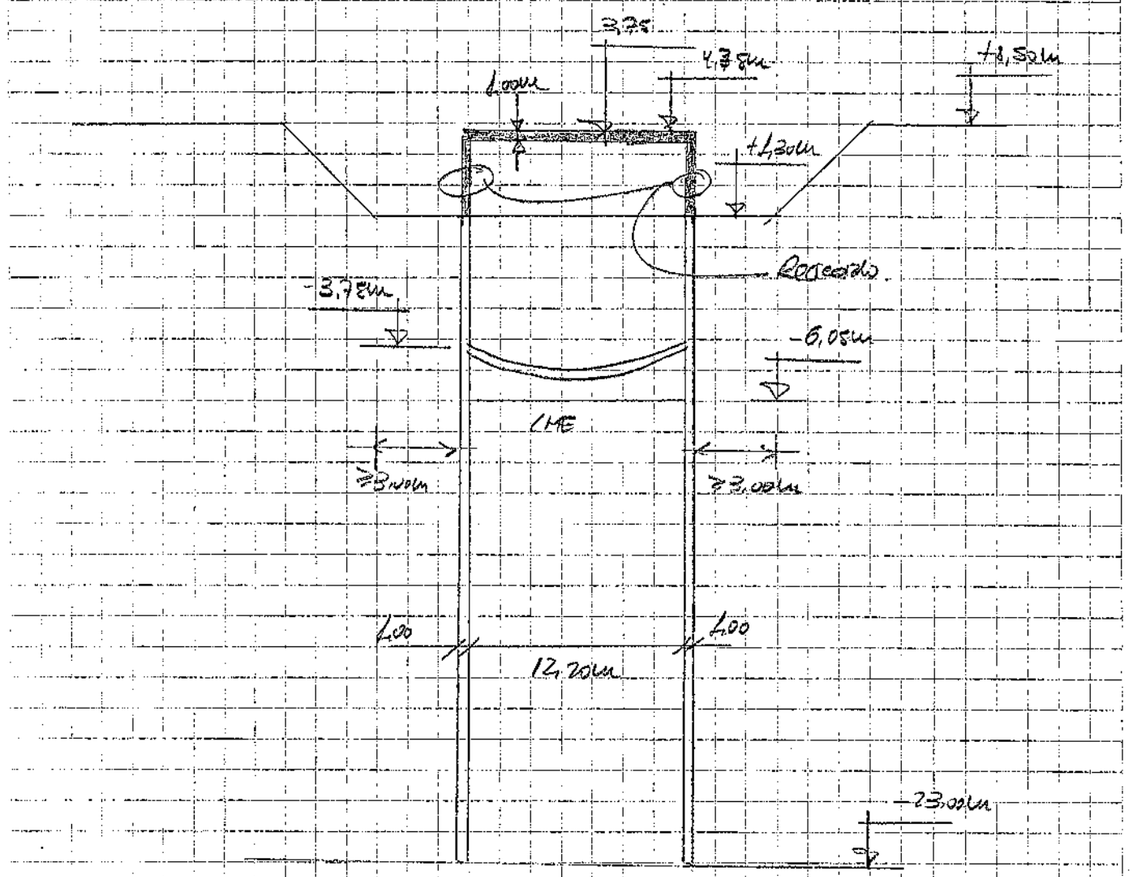
V mín relleno inicial — V máx relleno inicial — V máx relleno final — V mín relleno final

P2 TRANSICIÓN TRAMO 1-2
02/06/2004



Cau Ituni —2— 2- Junio - 2004

② SECCIÓN INTERMEDIA. PK= 706+336



Cota corte: PK= 706+336

Pendiente PK: 7051944

$\Delta Pk = 392$

$\Delta h = \Delta Pk \cdot p = 392 \cdot \frac{-1,432}{100} = -5,612m$

$Z_{corte} = -3,365 - 5,613 = -2,248m$

$Z_{corte} = -2,248m \approx -2,25m$

CCI = 3,75m } Cubierta de h = 1,00m

CCS = 4,75m }

CME = -6,05m

Cota eje contrabóveda: CS = -3,75m

ARCHIVOS R120

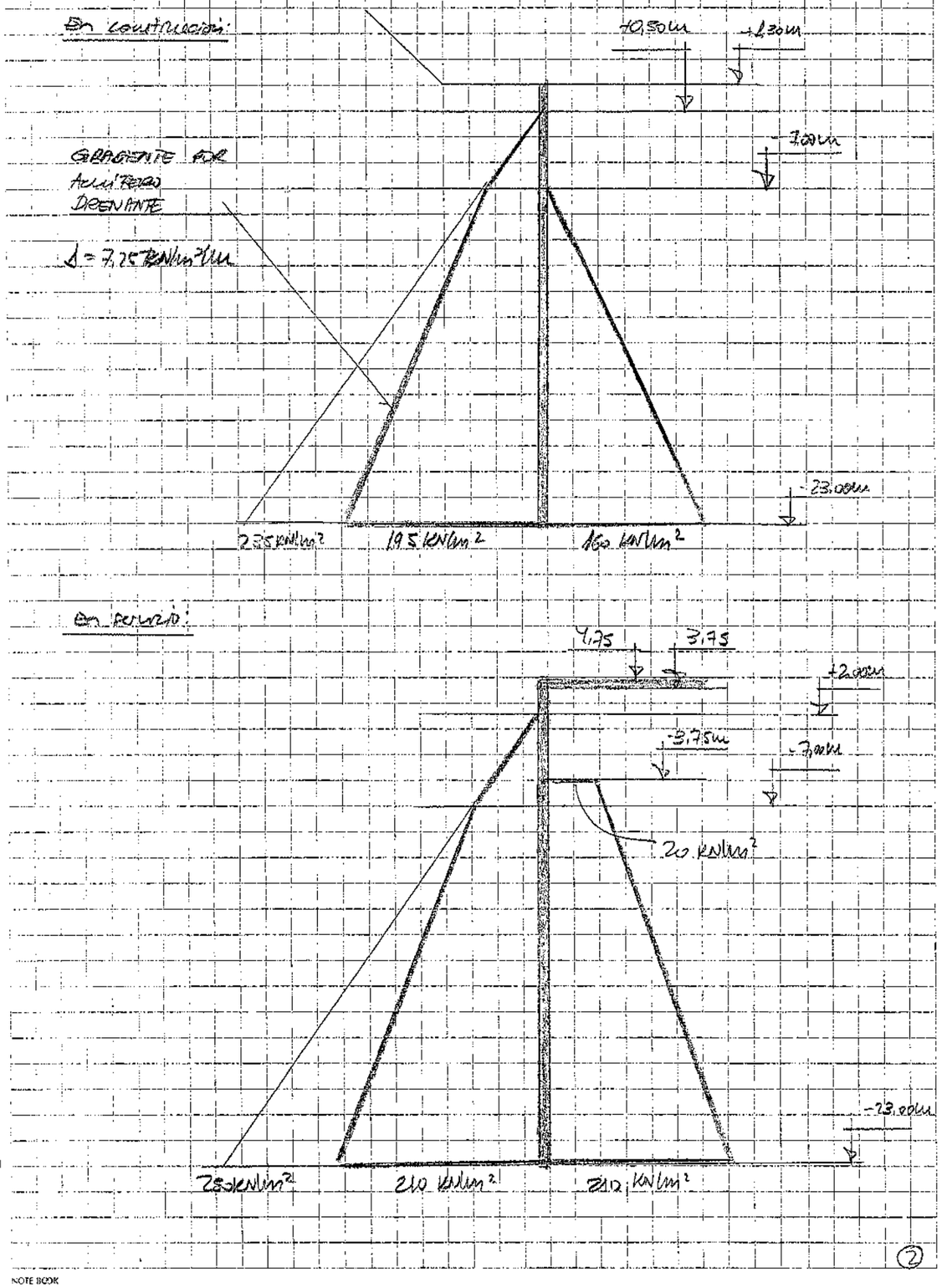
P2TR52_1.RVT Relleno hasta sección completa

P2TR52_2.RVT Relleno hasta cubierta

Con Tunis 2-Junio-2004

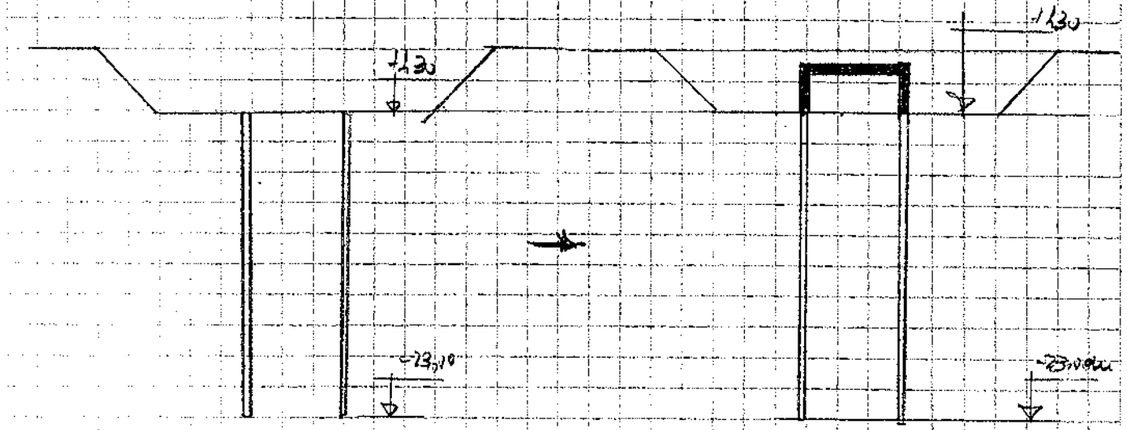
PRESIONES DE AGUA:

En construcción:



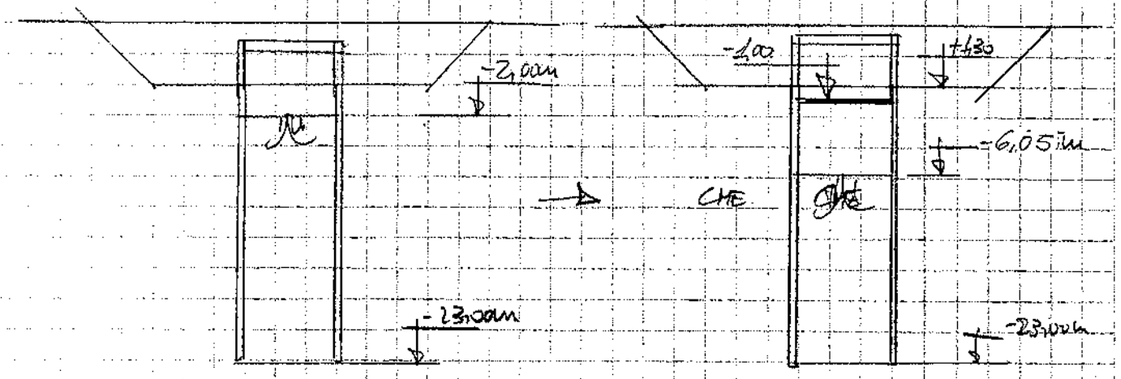
Con Tunis 1-Junio-2004

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:

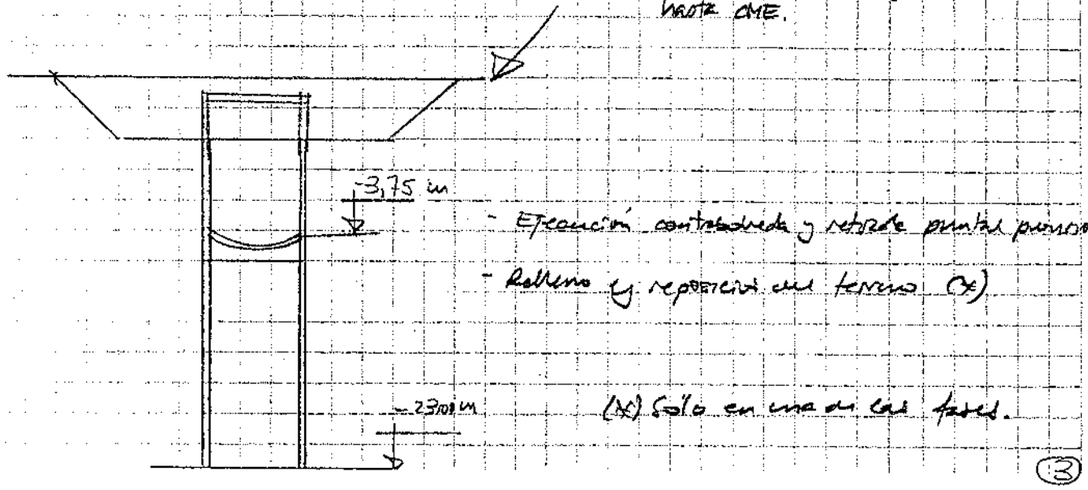


- Excavación pantallas +
- Achique agua intensa

- Recrecido muros + cubierta + reposición terreno (*)



- Excavación intensa hasta z = -2,00 m
- Puntal provisional y excavación hasta CHE.



- Excavación contratechada y retirada puntal provisional
- Relleno y reposición del terreno (*)

(*) Sólo en una de las fases.

NOTE BOOK

Can Tunis 7-Junio-2004

RIGIDECES:

* CUBIERTA:

A = 1.000 cm²/cm

E = 27264 MPa

L = B.1/2 = 6.60m

$K = \frac{EA}{L} = \frac{27264\,MPa \cdot 1.000\,cm^2/cm}{6.60m} = 4130.9\,MN/m/m$

K = 413000 T/m/m

* PUNTALES:

A = 2 x 198 cm² = 396 cm²/puntal (aprox)

E = 2.1·10⁵ MPa

L = 6.40m

$K = \frac{EA}{L} = \frac{2.1\cdot10^5\,kPa \cdot 396\cdot10^{-4}\,m^2/puntal}{6.40m} = 863.2\,MN/m/m$

Kpuntal = 135 330 T/m/m

Tomando 1 puntal cada 2,50m Kpuntal = 54132 T/m/m

Kpuntal = 54500 T/m/m

* SOLERA: La prolongaremos con soler con 0,60m de canto.

A favor la misma rigidez por lo cual en el tramo

normal K_{soler} = 100000 T/m/m

K_{soler} = 100000 T/m/m

4

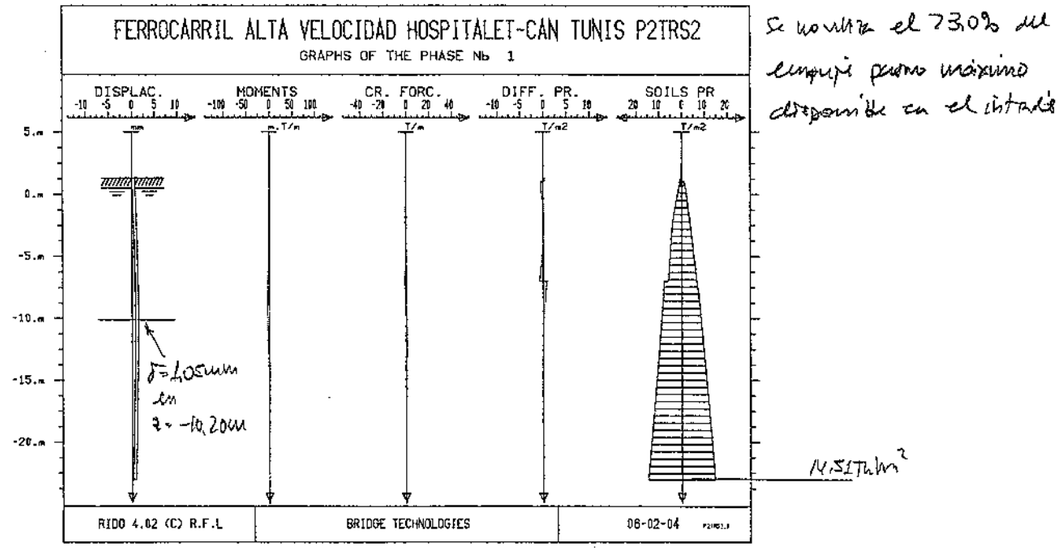
NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2TRS2 *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -2.0m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* TRAMO DE TRANSICIN ENTRE TRAMO A CIELO ABIERTO Y TRAMO DE
* CRUCE CON LA B-17, SECCION INTERMEDIA 706+336
4.75✓
1.3 0.0^3*2.726E6/12 ✓
-23.0 1.0^3*2.726E6/12✓
8.5 ✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 1.3✓
EXC(2) 1.3 ✓
SUB(1,1) 1.3 0.0 3.0 1.0✓
SUB(1,1) 1.3 3.0 4.0 2.0✓
SUB(1,1) 1.3 4.0 5.0 4.0 ✓
SUB(1,1) 1.3 5.0 6.0 6.0 ✓
SUB(1,1) 1.3 6.0 7.0 8.0 ✓
SUB(1,1) 1.3 7.0 8.0 10.0✓
SUB(1,1) 1.3 8.0 9.0 12.0 ✓
SUB(1,1) 1.3 9.0 10.0 14.0 ✓
SUB(1,1) 1.3 10.0 35.0 15.0 ✓
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) -7.0 0.0 ✓
WAT(2) -23.0 16.0 ✓
CAL✓
* ETAPA 2: RECRECIDO MUROS, EJECUCION DE LA CUBIERTA
* Y RELLENO HASTA REPOSICION DEL TERRENO
INE(1) 1.0^3*2.726E6/12✓
STR 4.25 1.0 0.0 0.0 413000.0 ✓
* BAC(1) 4.75 0.5✓
* 1.3 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0 ✓
* SUB(1) 4.75 0.0 35.0 9.0✓
CAL✓
* ETAPA 3: EXCAVACION HASTA -2.00
EXC(2) -2.00✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL EN -1.00 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -1.00 1.0 0.0 0.0 54500✓
EXC(2) -6.05✓
CAL ✓
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -3.75 1 0 0 100000✓
STR(0,2)✓
CAL
* RELLENO TRASDOS ✓
BAC(1) 4.75 0.5✓
1.3 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0✓
```

```
SUB(1) 4.75 0.0 35.0 9.0✓
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -23.0 21.0✓
WAT(2) -3.75 0 2.0✓
WAT(2) -23.0 21.0✓
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12✓
INE(2) 0.66*1.0^2*2.726E6/12✓
STR(0,1)✓
STR(0,3)✓
STR 4.25 1 0 0 0.66*413000.0 ✓
STR -3.75 1 0 0 0.66*100000.0 ✓
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

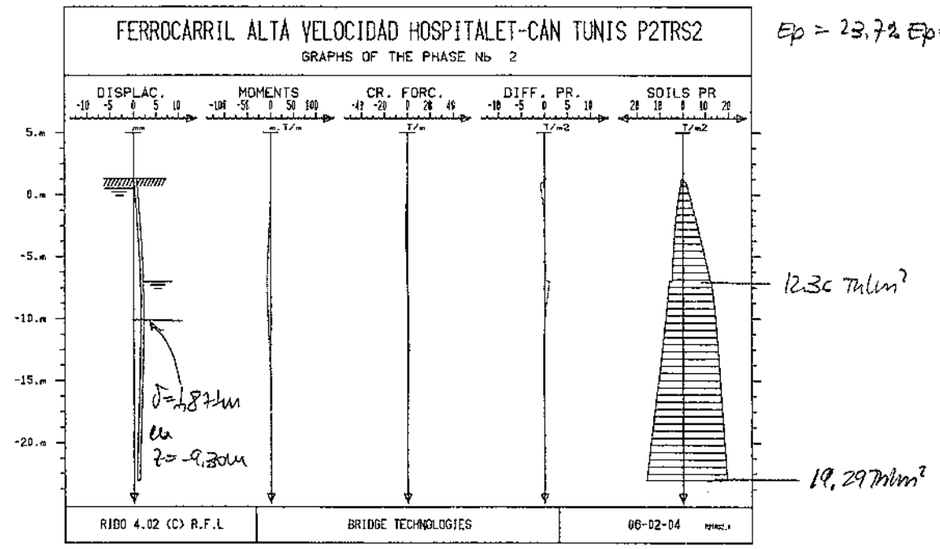
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE TRANSICIÓN (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 1. SECCIÓN INTERMEDIA 706+336

ESTADO PREVIO:



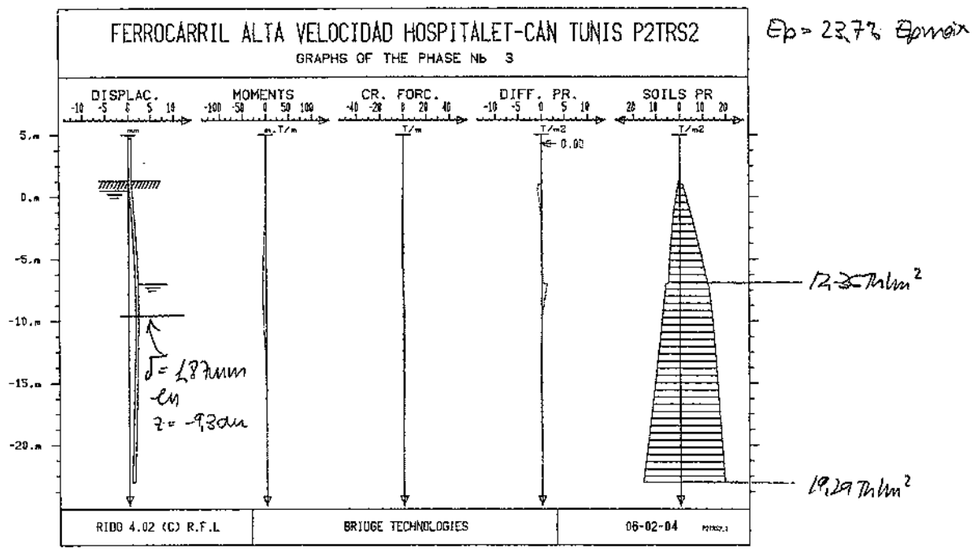
Se moviliza el 73,0% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

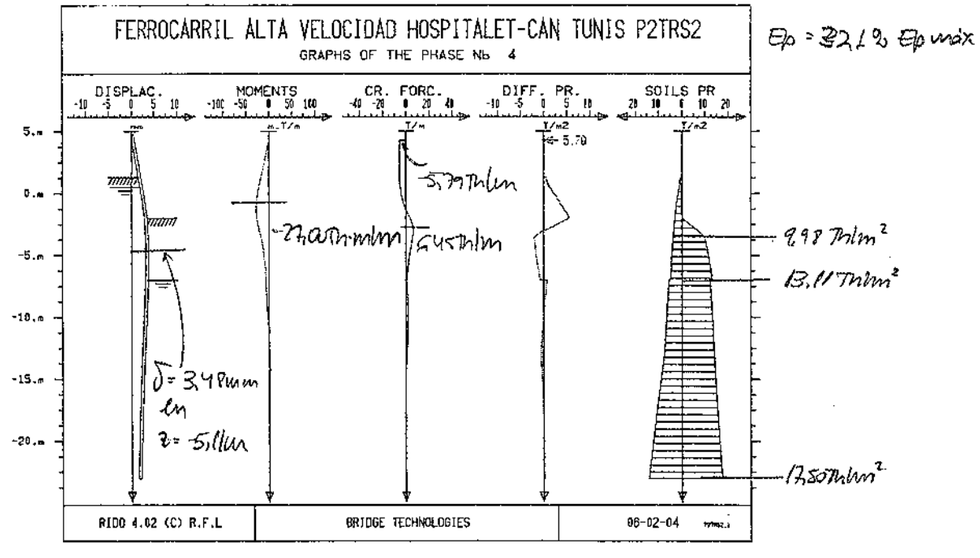


Ep = 23,7% Epmax

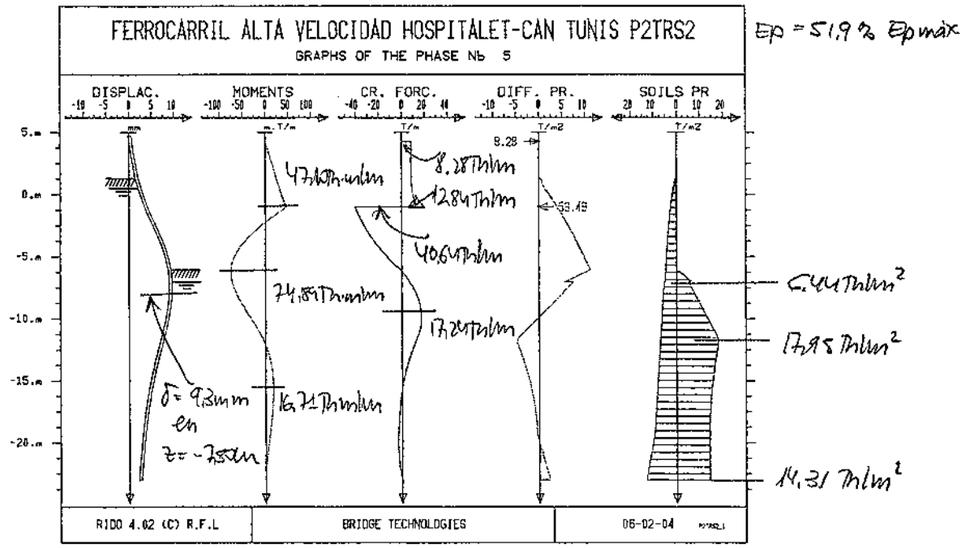
RECRECICO, EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA:



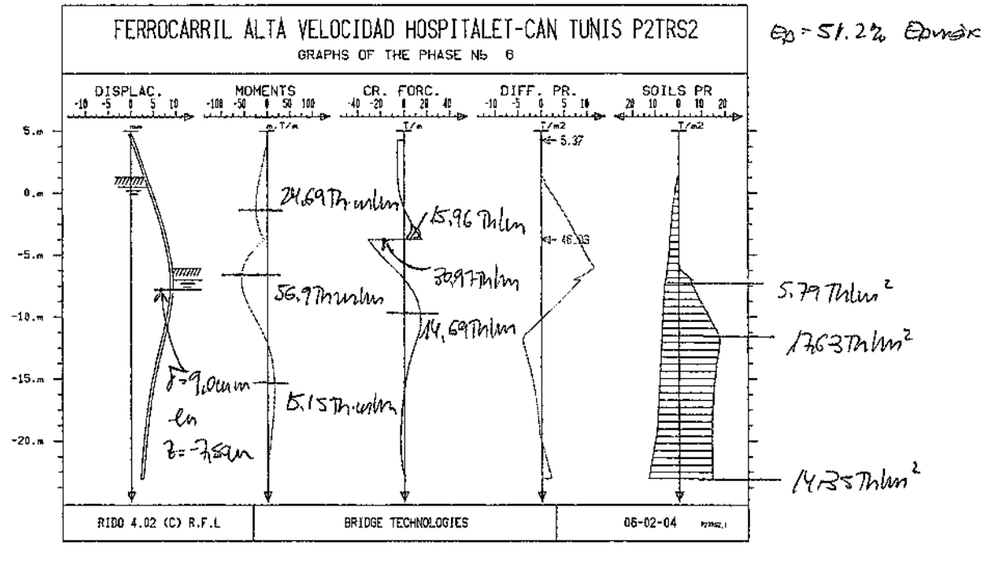
EXCAVACIÓN HASTA Z=-2.00m:



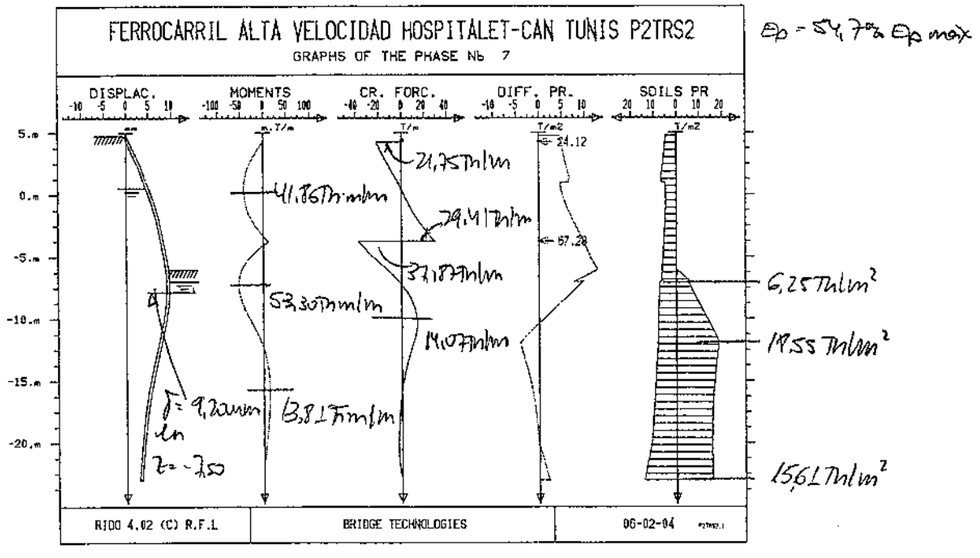
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.00 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.05m:



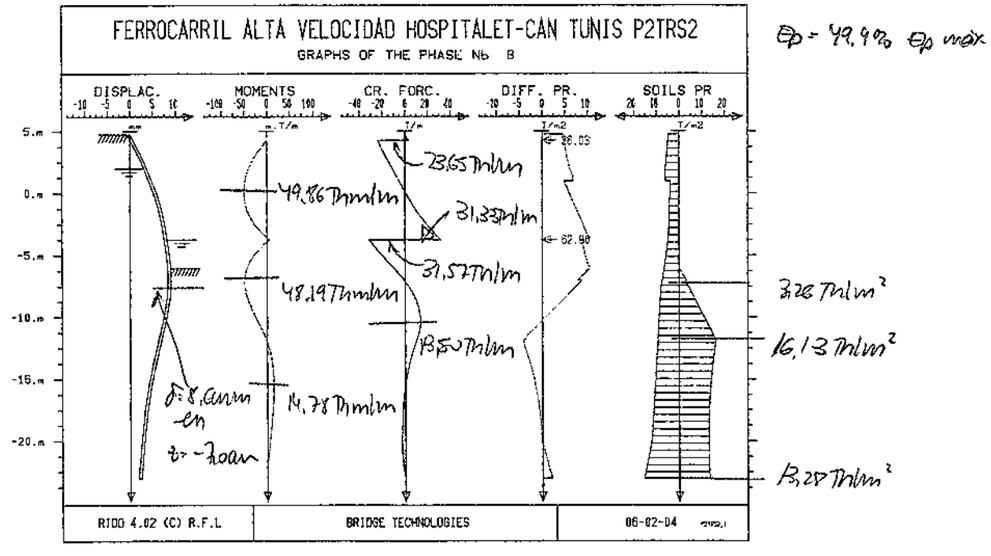
EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



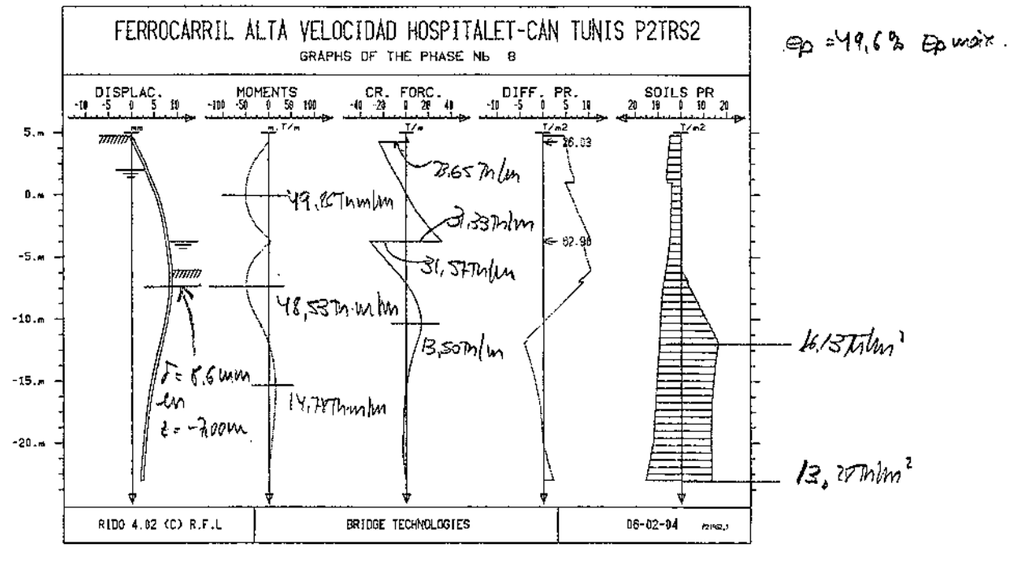
RELLENO DEL TRASDÓS DE LAS PANTALLAS:



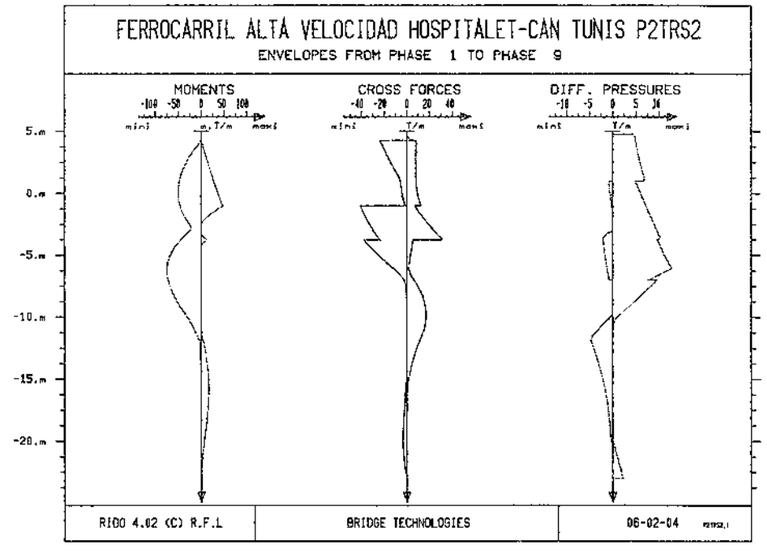
SUBIDA MÁXIMA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



FLUENCIA:



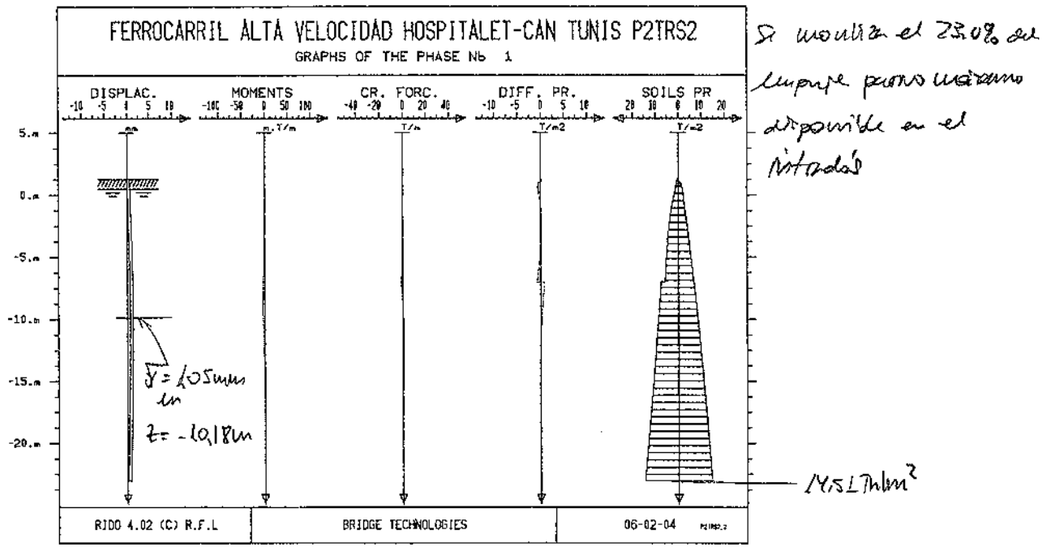
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS.

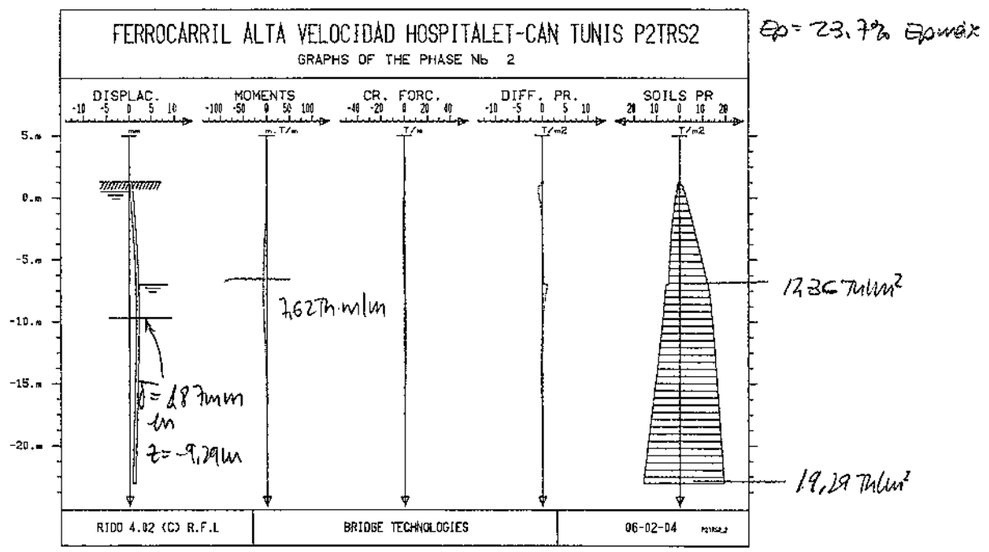
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE TRANSICIÓN (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 1. SECCIÓN INTERMEDIA 706+336

ESTADO PREVIO:

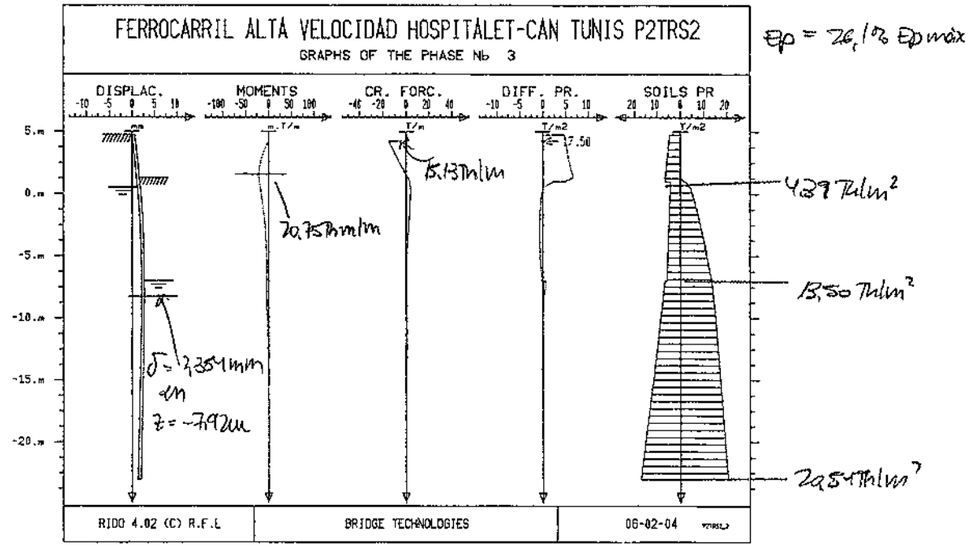


Se moviliza el 23,0% de empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

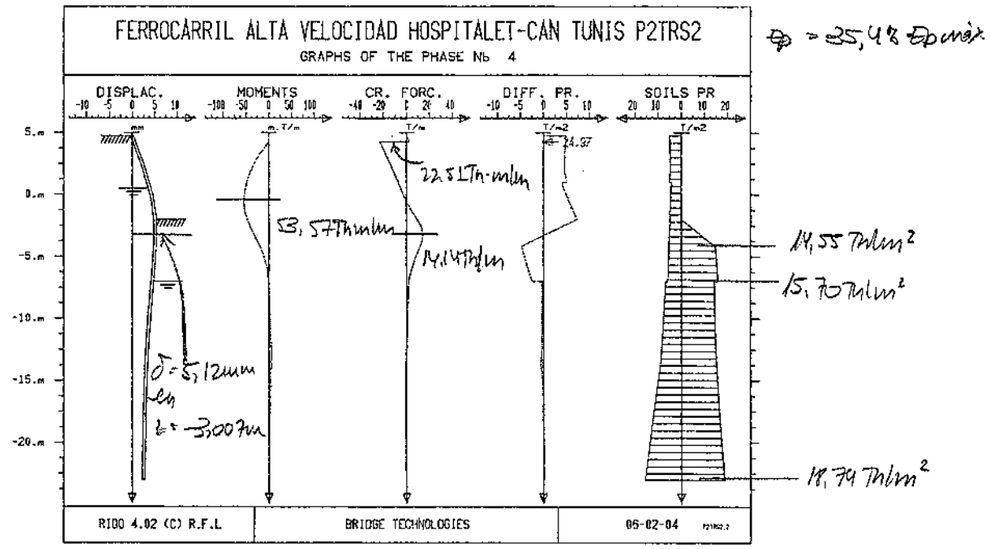
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



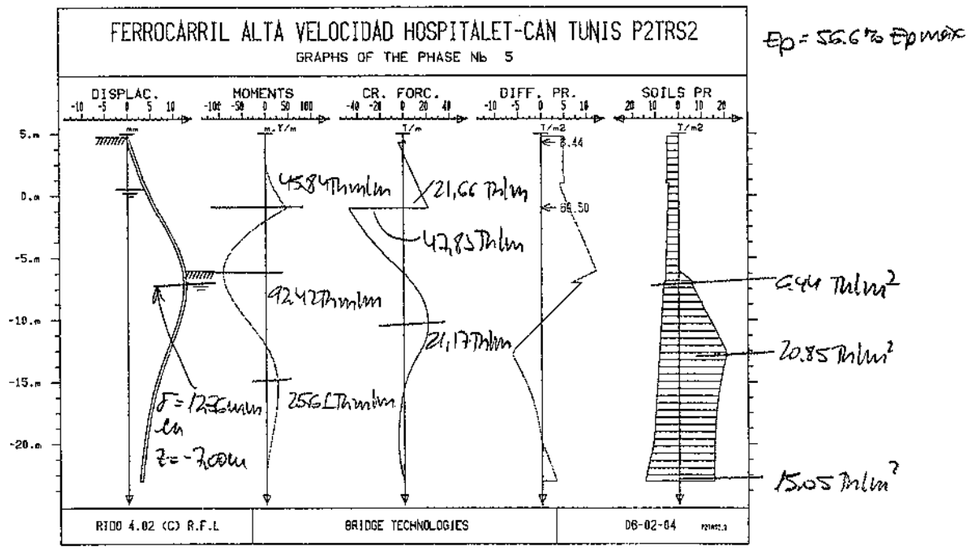
RECRECIDO, EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA REPOSICIÓN TERRENO NATURAL:



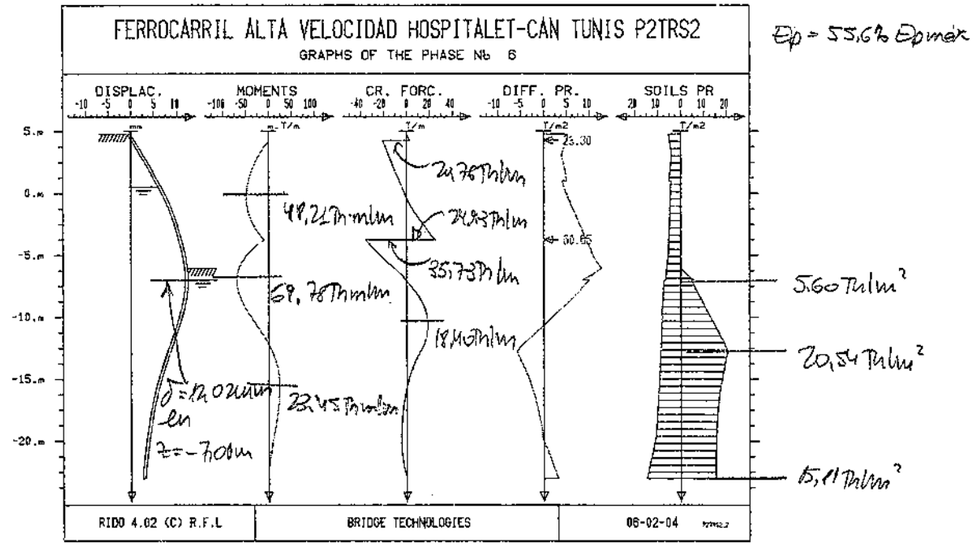
EXCAVACIÓN HASTA Z=-2.00m:



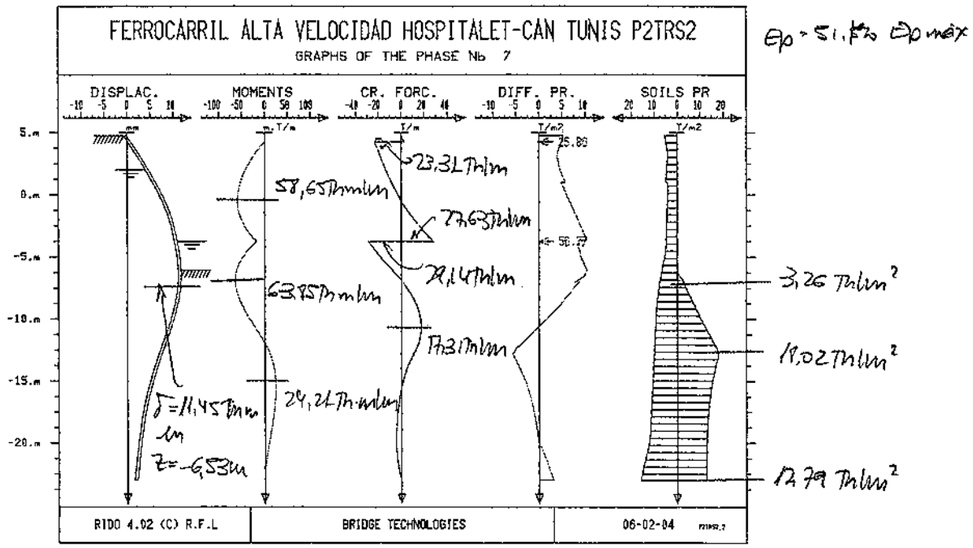
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=+1.00 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.05m:



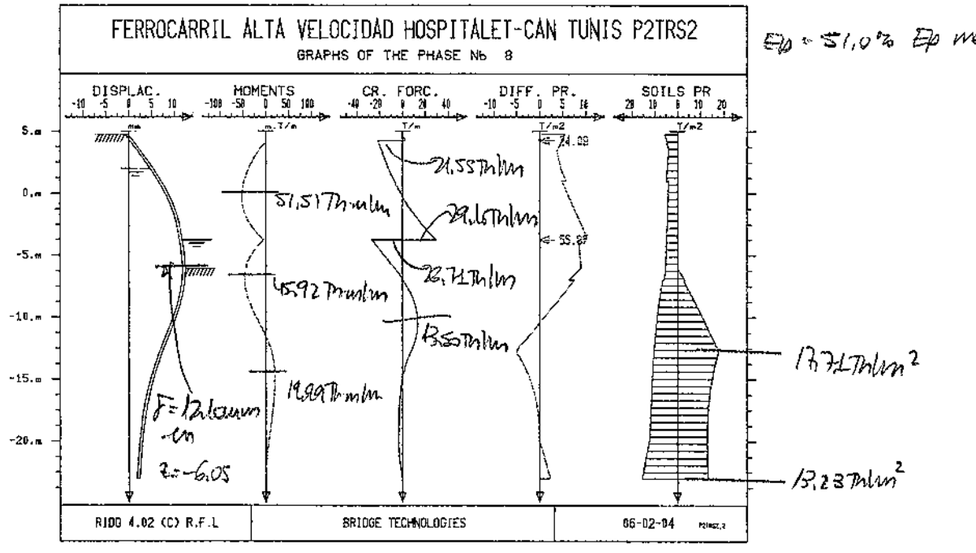
EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



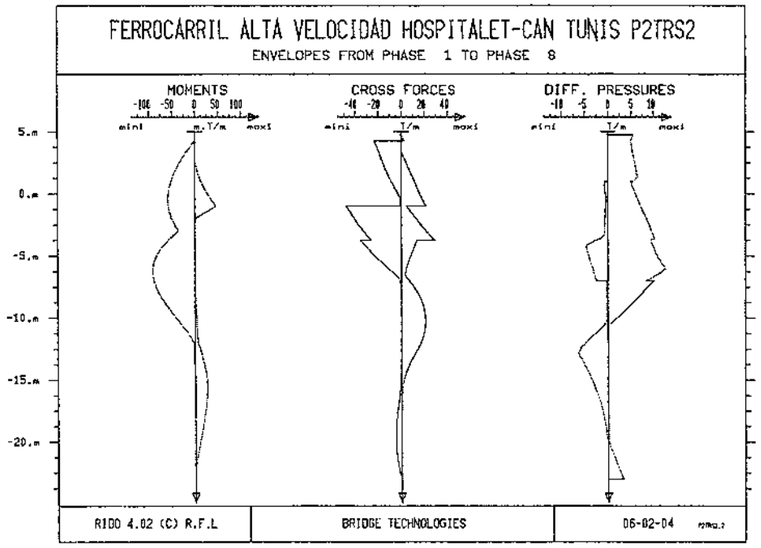
SUBIDA MÁXIMA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



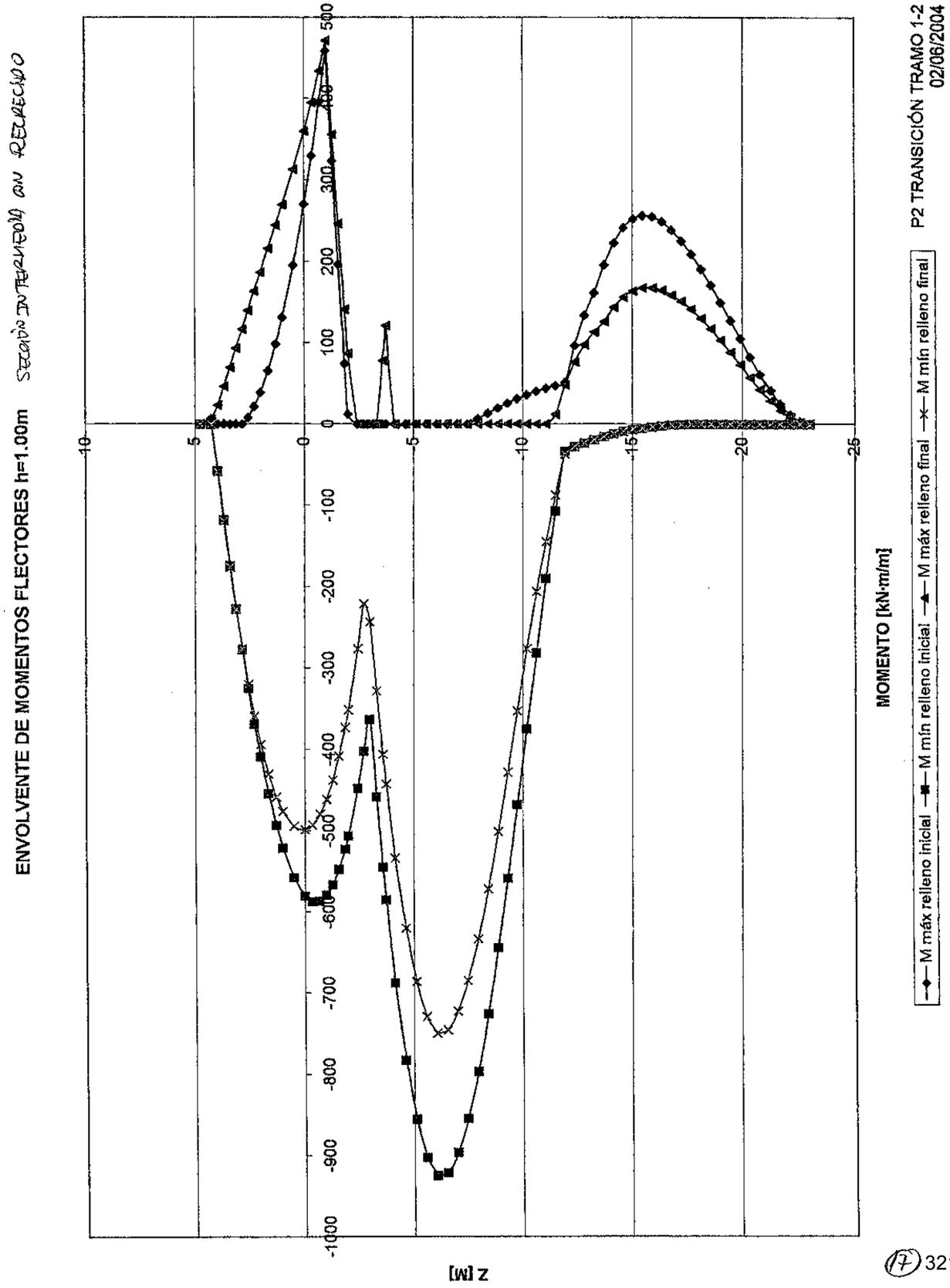
FLUENCIA:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:

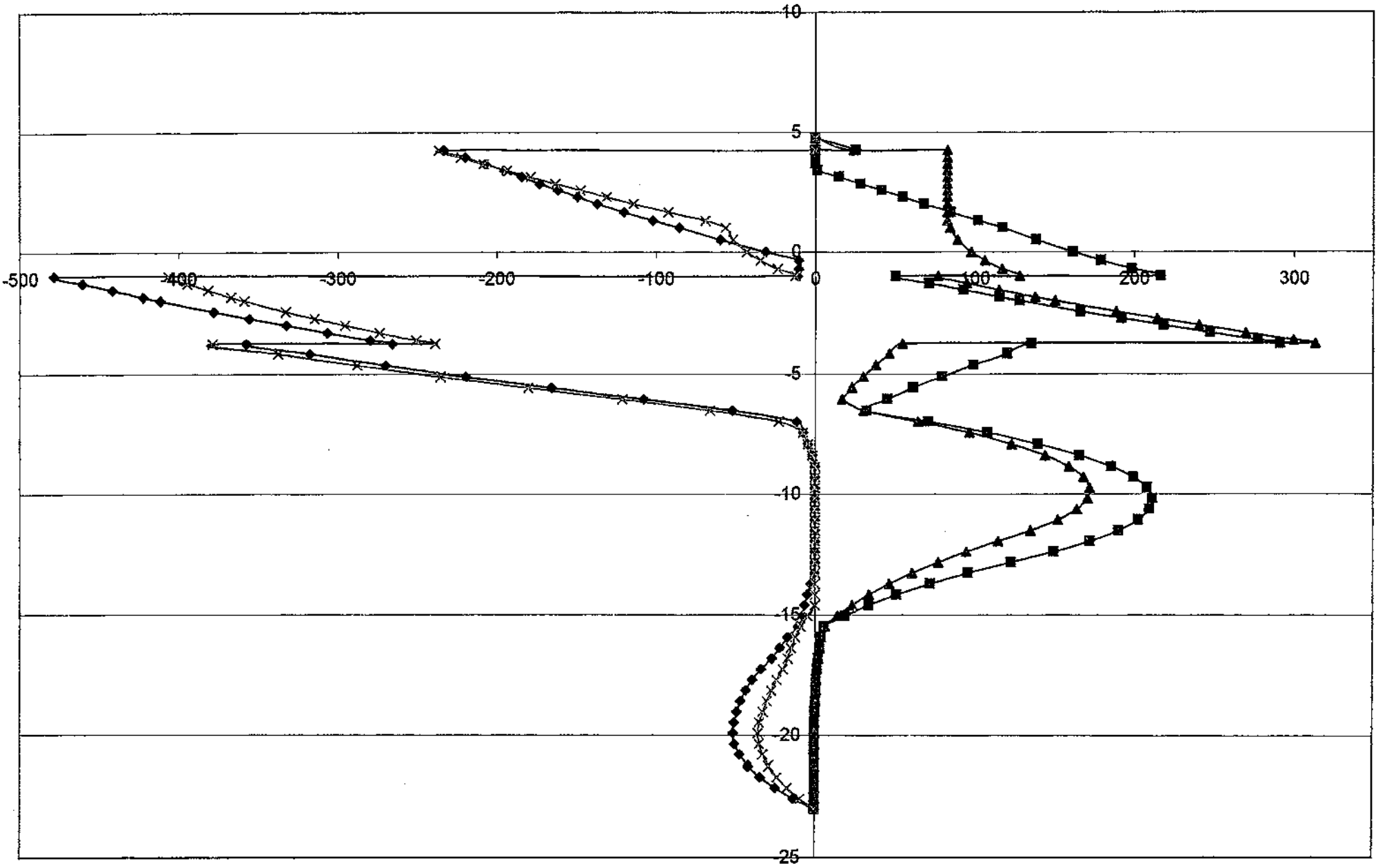


VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS.



E ..VENTE DE CORTANTES h=1.00m

2ºON INTERMEDIA CON RECRECIDO

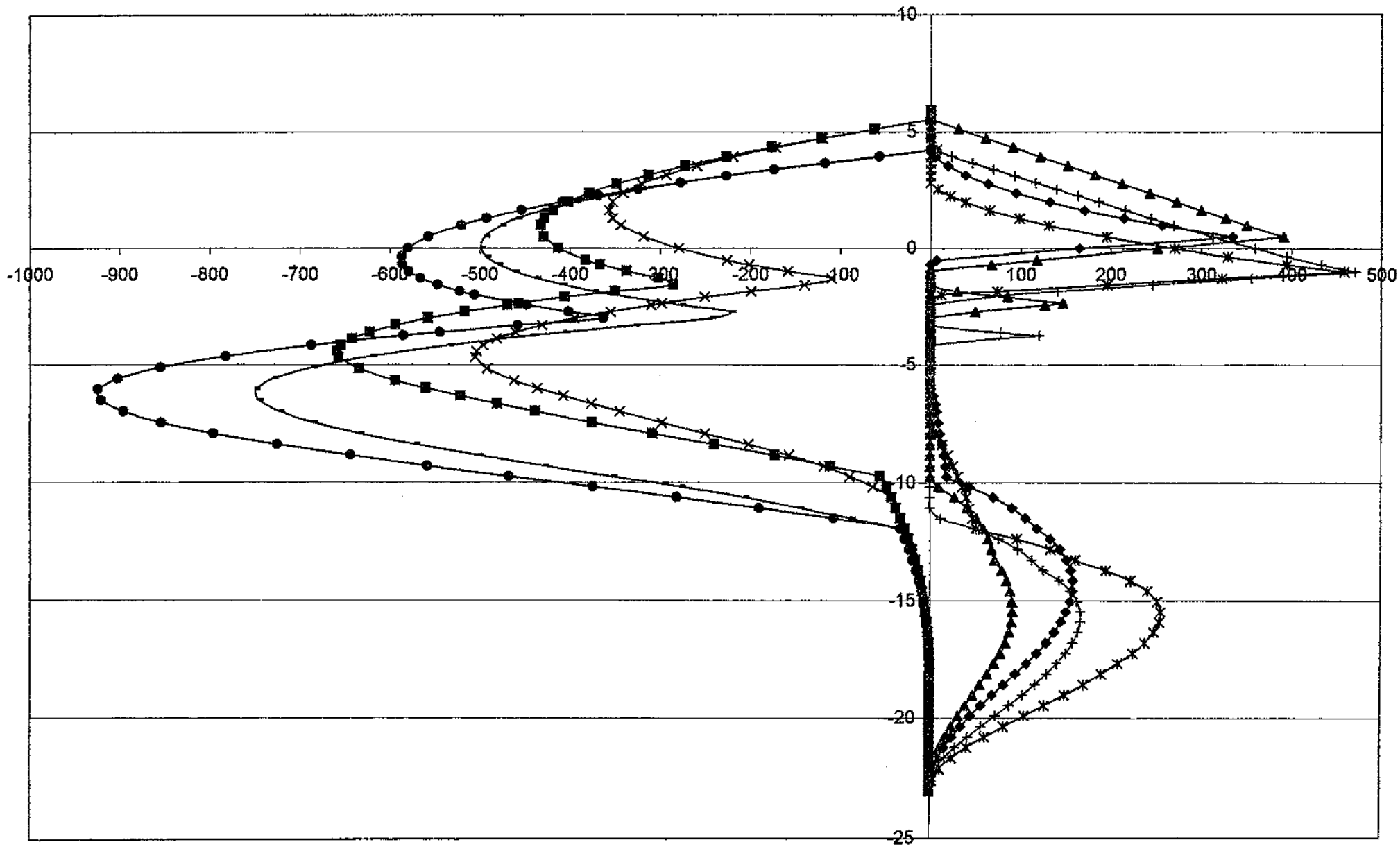


CORTANTES V [kN/m]

V mín relleno inicial — V máx relleno inicial — V máx relleno final — V mín relleno final

P2 TRANSICIÓN TRAMO 1-2
02/06/2004

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES TRAMO 1-2



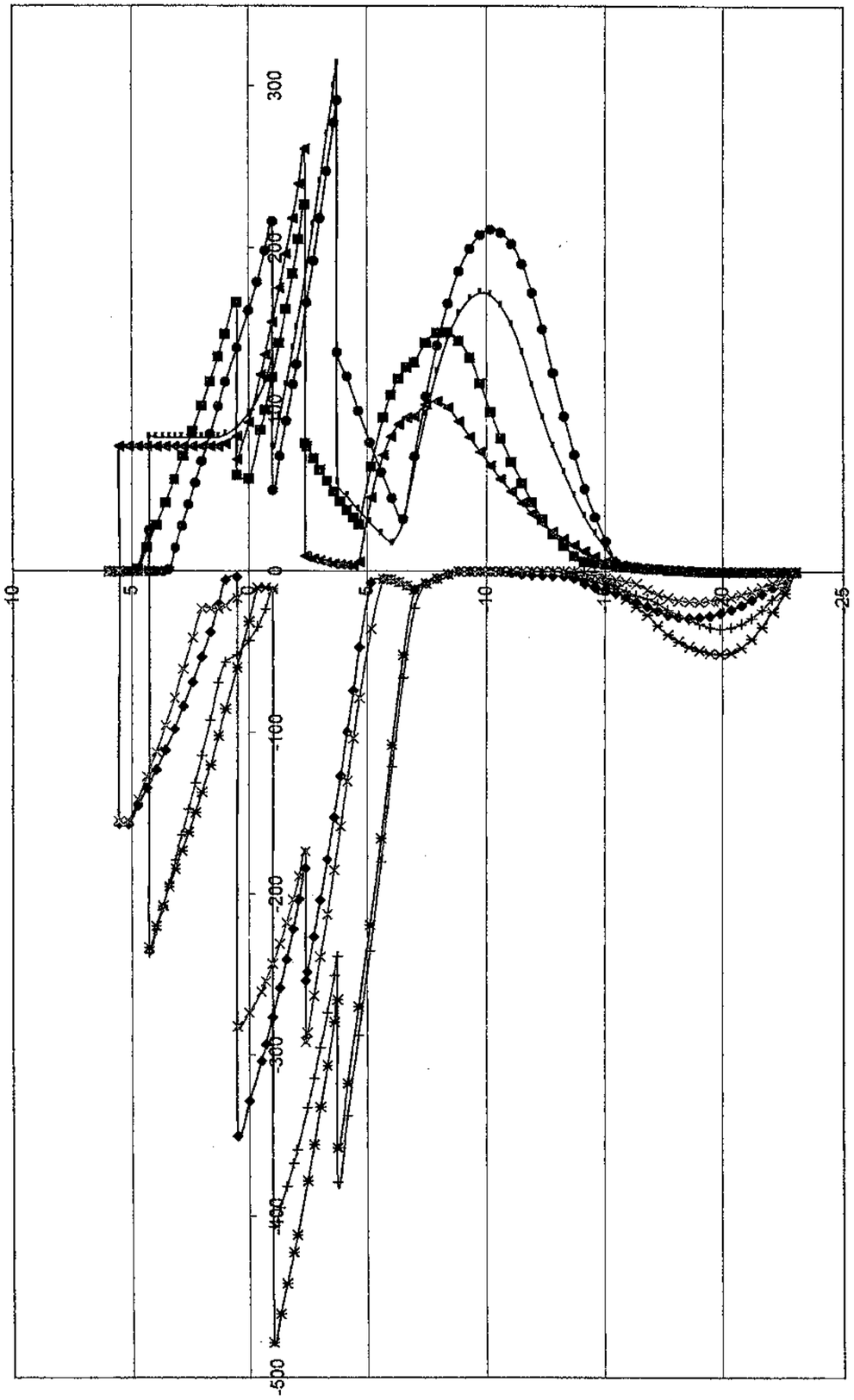
MOMENTO [kN·m/m]

M máx relleno inicial S.INIC. — M mín relleno inicial S.INIC. — M máx relleno final S.INIC. — M mín relleno final S.INIC.
M máx relleno inicial S.INT — M mín relleno inicial S.INT. — M máx relleno final S.INT. — M mín relleno final S.INT.

ÓN TRAMO 1-2
02/06/2004

322

E .VENTE DE CORTANTES h=1.60m T7



CIÓN TRAMO 1-2
02/06/2004

(2)

Cava Muros 2-Junio-2004

NOTAS DE ARMADO

I) FLEXIÓN

1a) INTRADÓS

- Pico de momento m_K = 924,22 KN.m/m

m_M = 1.396,33 KN.m/m

$A_s \geq$ 42,29 cm²/m

A_s = 21,45 cm² → 30 φ25 + 15 φ25

- Momento último con 20φ25 (c=9,1cm)

A_s = 29,454 cm²/m

m_{UK} = 1081,9 KN.m/m

m_{UK} = 721,2 KN.m/m

Si hacemos $m_K \leq$ 720 KN.m/m para z ≤ -8,50m a partir de este pto anclaje 1 decalaje de los φ25, que deben llegar hasta z=

$$z = -8,50 - \underset{cb}{1,00} - \underset{d}{1,00} - \underset{\varepsilon}{0,50} = -11,00m$$

Si hacemos $m_K \leq$ 720 KN.m/m para z ≥ -4,00m — las barras deben llegar hasta

$$z = -4,00 + \underset{cb}{1,00} + \underset{d}{1,00} + \underset{\varepsilon}{0,50} = -6,50m$$

- Momento último con 20φ25

A_s = 19,656 cm²/m

m_{UK} = 734,13 KN.m/m

m_{UK} = 489,42 KN.m/m

Si hacemos $m_K \leq$ 485 KN.m/m para z ≤ -10,00m los φ25 adicionales deben llegar hasta z = -10,00 - 1,0 - 1,0 - 0,5 = -12,50m

(3)

NOTE BOOK

1b) TRASDÓS

- Pico de momento $m_{Ek} = 475$ kN·m/m

$m_{Ed} = 712.5$ kN·m/m

$A_s \geq 23.5$ cm²/m

En todo el trasdós $A_s = 102.5$ cm² → 25 Φ25

- Momento último con 20 Φ25

$m_{Rk} = 489.42$ kN·m/m

Si tiene $m_{Rk} \leq 475$ kN·m/m para $z \leq -4$ a partir de la cara alta

Lugar Hasta $z = -4.00 - 1.00 - 1.00 - 0.50 = -6.50$ m

Si tiene $m_{Rk} \leq 485$ kN·m/m para $z \geq 0.00$ m las barras altas

Lugar Hasta $z = \frac{0.00 + 1.00}{\text{cte}} - \frac{1.00}{2} - \frac{0.50}{\text{cte}} = 2.50$ m

II) CORTANTES

- Pico de cortantes $V_E = 478.81$ kN/m

$V_d = 717.47$ kN/m

$A_s = 5\Phi25$/m como mínimo $A_s = 24.545$ cm²/m

$A_{sw} = 15.98$ cm²/m/m

Tomando planos a 0.15 → 2.397 cm²/m (plano

en 5 m → 11.985 cm²/plano

Tomando 8 barras → 1.498 cm²/rama → acero Φ16

- Cortante último con 8 ramas Φ12 c/0.15 por bataola

$A_s = 19.636$ cm² (cero mínimo)

$A_{sw} = 12.064$ cm²/m/m

NOTE BOOK

$V_{Ed} = 618.32$ kN/m

$V_{Ek} = 412.21$ kN/m

A tiene $V_{Rk} = 410$ kN/m para $z \leq -3.75$ m

III) DIMENSIONAMIENTO EHE

Carga máxima puntal: $q_k = 55$ kN/m² $m_k = 550$ kN/m

$N_d = 1.50 \cdot 2.50$ m $\cdot 550$ kN/m = 2065 kN/puntal

Esfuerzo máximo de punzonamiento

$\frac{f_{cd}}{\nu_0 \cdot d} \leq f_{bd}$ $f_{bd} = 0.30 \cdot f_{cd} = 0.30 \cdot \frac{25}{1.50} = 5.00$ MPa

Placa de apoyo del puntal 0.75×0.75 — $u = 3.00$ m

$\lambda = 0.85$ m (del lado seguro)

Sustituyendo valores

$\frac{2.065 \text{ MN}}{3.00 \cdot 0.85 \text{ m}} = 0.81 \text{ MPa} << f_{bd}$ ← OK!

Caso con armadura de punzonamiento:

$b = u_1$; $A_1 = \frac{A_{sw}}{s}$

No hace falta armadura de punzonamiento si

$V_{sd,ef} \leq 6_{1d} \cdot u_1 \cdot d$

$d = 0.85$ m en lado seguro

$6_{rd} = 0.12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$

$V_{sd,ef} = 2.07$ MN

$\xi = 1.485$

NOTE BOOK

A_{sx} = 26 ø 20 a 0,15 A_{sx} = 41,89 cm²/m ε_x = 0,00419

A_{sy} = 5ø25 + 6ø25 A_{sy} = 53,999 cm²/m ε_y = 0,0054

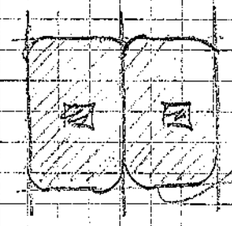
$\varepsilon_e = \sqrt{\varepsilon_x \cdot \varepsilon_y}$ = 0,00476

Sustituyendo valores: $E_{cd} = 0,12 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,00476 \cdot 25)^{1/3}$ = 0,407 MPa

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario que se cumpla

$u_1 \geq \frac{F_{sd,ef}}{E_{cd} \cdot d} = \frac{2,07 \text{ MN}}{0,407 \text{ MPa} \cdot 0,75 \text{ m}}$ = 5,92 m

Perímetro crítico:



Contorno: 9,73m

Como $u_1 \leq u_{crítico}$ → no hace falta armadura de punzonamiento

Cuantías mínimas EHE

a) Para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 100 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot \frac{25/1,5}{500/1,15}$ = 0,00153 m²/m

$A_s \geq 15,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ en horizontal

b) cuantía mínima geométrica como viga

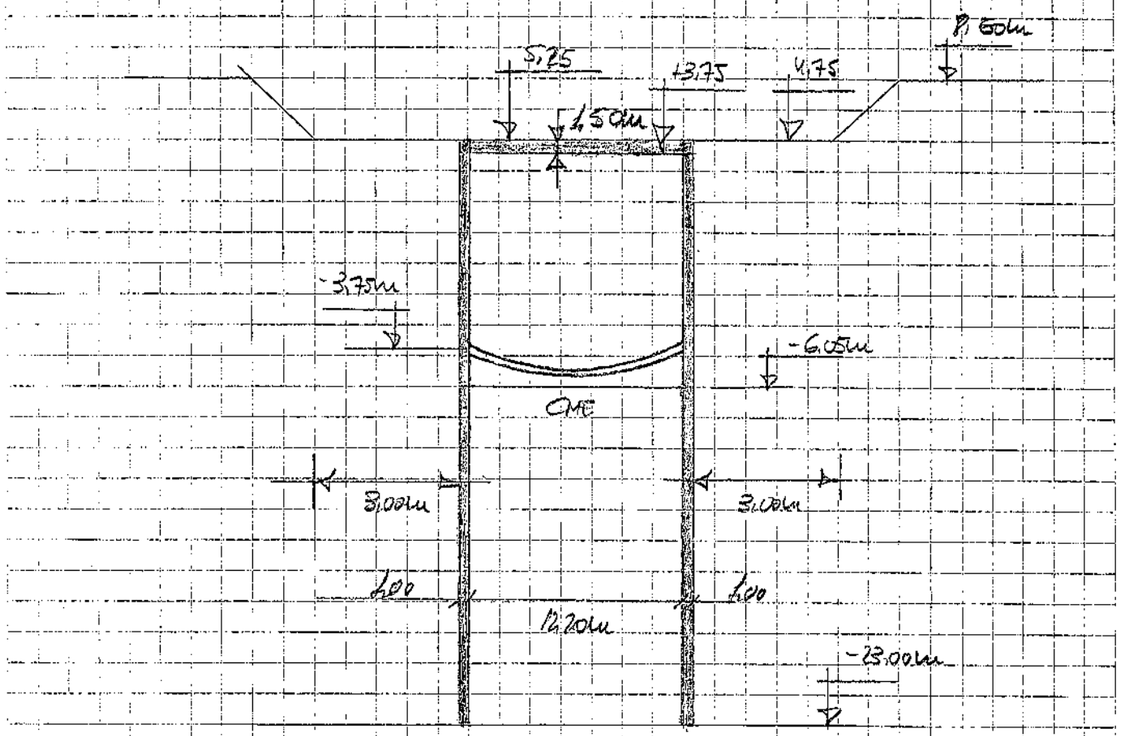
A_c: 100 cm²/m

$w = 3,2‰$ $A_s \geq \frac{3,2}{1000} \cdot 100 \text{ cm}^2/\text{m} = 32,0 \text{ cm}^2/\text{m}$

→ 16,0 cm²/m en cada cara (= Barras a 0,15)

Se cubre con ø 20 a 0,15

SECCIÓN INTERMEDIA PK = 706+326



Arranque Rio2: P2TR52B1 ← Relleno tras ejecución cubierta

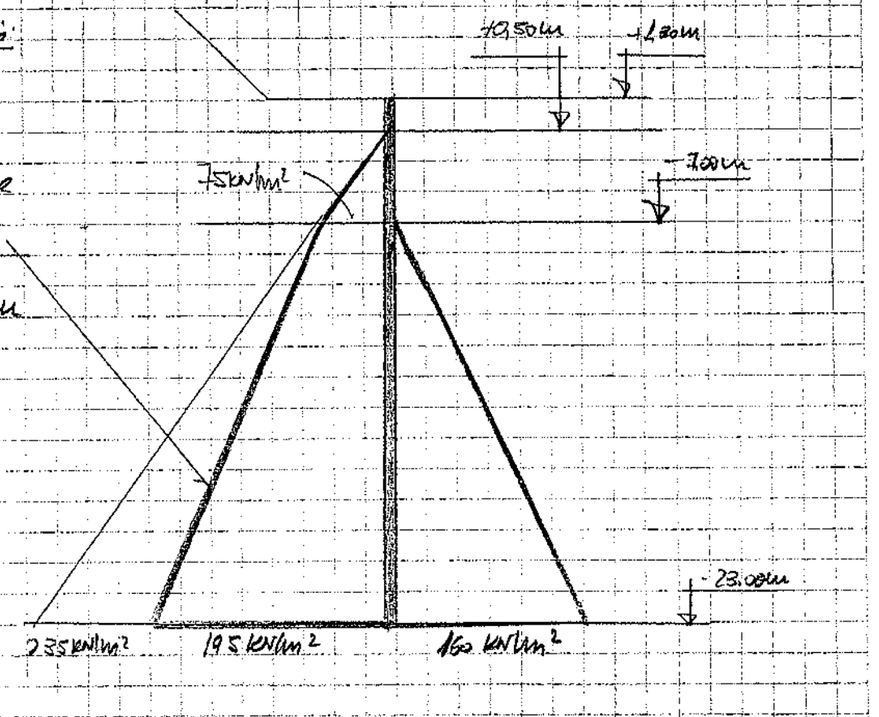
P2TR52B2 ← Relleno tras completar sección

PRESIONES DE AGUA:

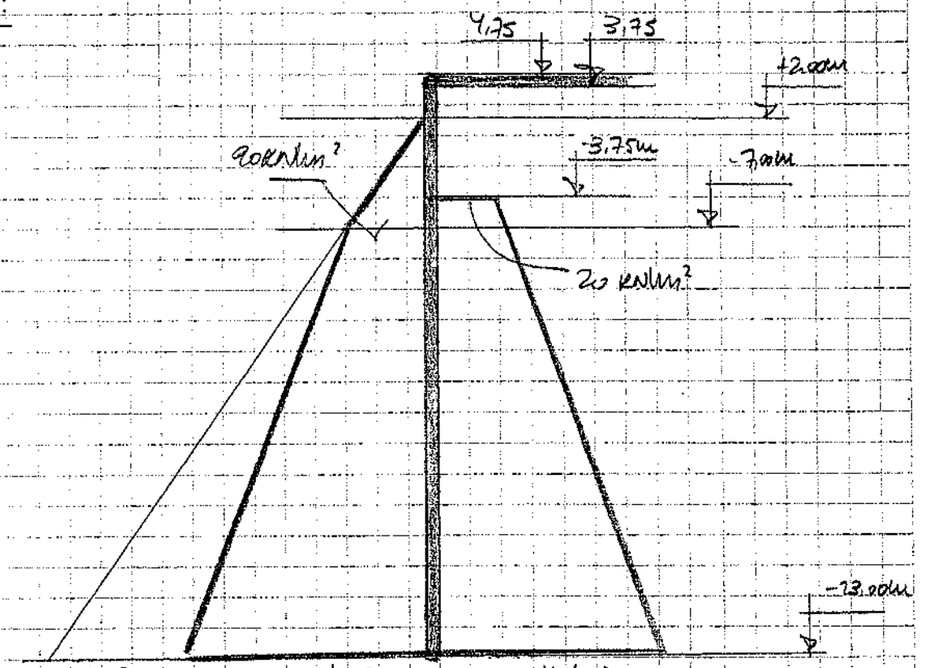
En construcción:

GRADIENTE POR AGUA TRAS DRENANTE

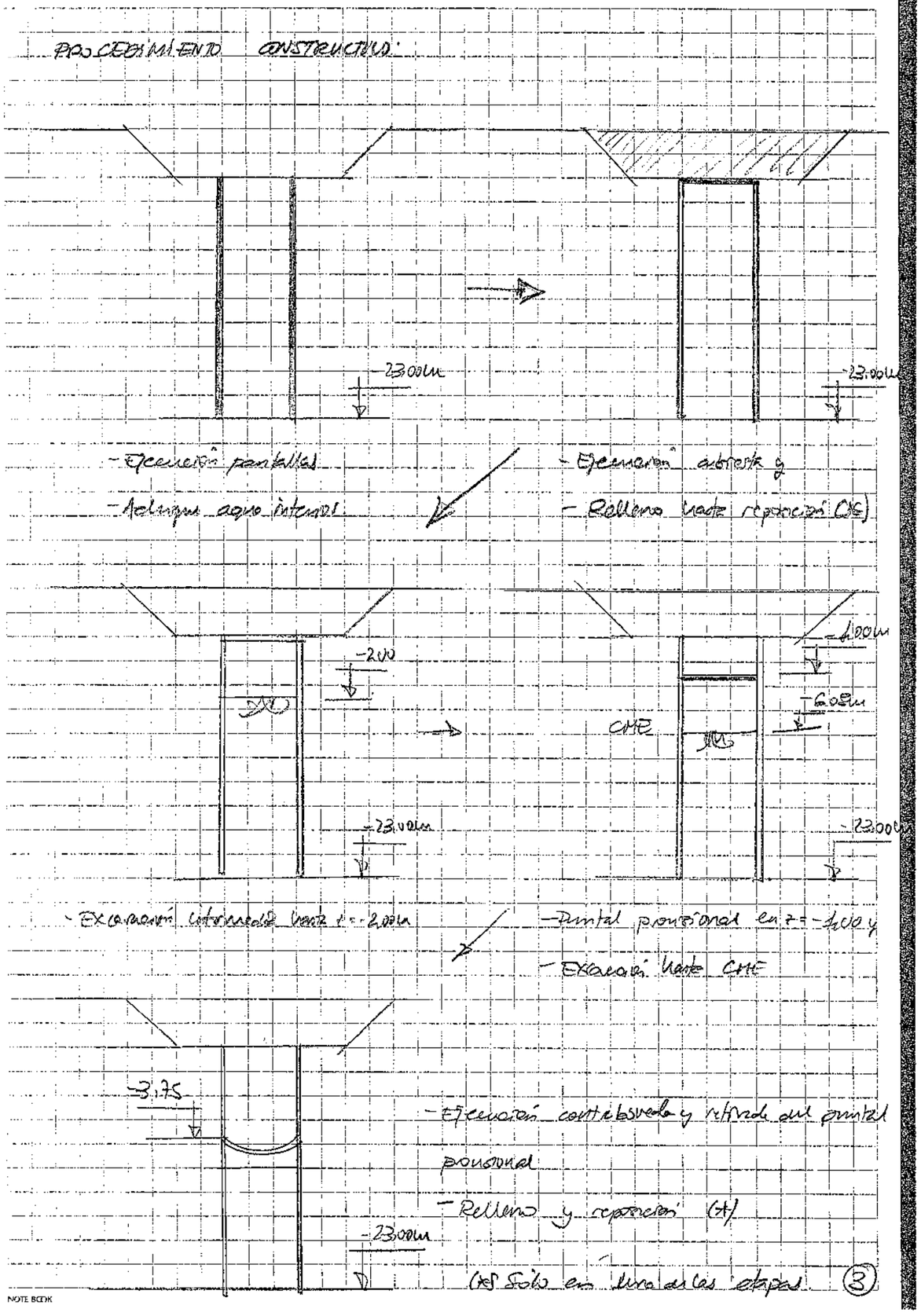
$\delta = 7{,}25\ kN/m^2/m$



En servicio:



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



RIGIDECES:

* CUBIERTA:
  A = 4,00 m²/m
  E = 27264 MPa
  L = B.1/2 = 6.60m
  $K = \frac{EA}{L} = \frac{27264 MPa \cdot 4,00 m^2/m}{6.60m} = 4130,9 MN/m/m$
  K = 413000 T/m/m

* PUNTALES:
  A = 24 198 cm² = 396 cm²/puntal (aprox)
  E = 2,1·10⁵ MPa
  L = 6.60m
  $K = \frac{EA}{L} = \frac{2,1 \cdot 10^5 MPa \cdot 396 \cdot 10^{-4} m^2/puntal}{6.60m} = 863,3 MN/m/m$
  K puntal = 136 330 T/m
  Tomando 1 puntal cada 2,50m K puntal = 54531 T/m/m
  K puntal = 54500 T/m/m

* SOLERA: Se proyecta una solera de 0,60m de canto.
  A favor la misma rigidez por la solera que en el tramo inicial $K_{solera} = 100000 T/m/m$
  K solera = 100000 T/m/m

④

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2TRS2 *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -2.0m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* TRAMO DE TRANSICIN ENTRE TRAMO A CIELO ABIERTO Y TRAMO DE
* CRUCE CON LA B-17, SECCION INTERMEDIA 706+336
4.75✓
-23.0 1.0^3*2.726E6/12✓
8.5✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 4.75✓
EXC(2) 4.75✓
SUB(1,1) 4.75 0.0 3.0 1.0✓
SUB(1,1) 4.75 3.0 4.0 2.0✓
SUB(1,1) 4.75 4.0 5.0 4.0✓
SUB(1,1) 4.75 5.0 6.0 6.0✓
SUB(1,1) 4.75 6.0 7.0 8.0✓
SUB(1,1) 4.75 7.0 35.0 9.0✓
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) -7.0 0.0✓
WAT(2) -23.0 16.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: EJECUCION DE LA CUBIERTA
* Y RELLENO HASTA REPOSICION DEL TERRENO
STR 4.25 1.0 0.0 0.0 413000.0✓
* SUB(1) 4.75 0.0 35.0 9.0✓
CAL✓
* ETAPA 3: EXCAVACION HASTA -2.00
EXC(2) -2.00✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL EN -1.00 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -1.00 1.0 0.0 0.0 54500✓
EXC(2) -6.05✓
CAL✓
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -3.75 1 0 0 100000✓
STR(0,2)✓
CAL✓
* ETAPA 6: RELLENO TRASDOS
SUB(1) 4.75 0.0 35.0 9.0✓
CAL✓
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -23.0 21.0✓
WAT(2) -3.75 0 2.0✓
WAT(2) -23.0 21.0✓
CAL✓
* ETAPA 8: FLUENCIA✓
INE(1) 0.66*1.0^2*2.726E6/12✓
STR(0,1)✓
STR(0,3)✓
STR 4.25 1 0 0 0.66*413000.0✓
STR -3.75 1 0 0 0.66*100000.0✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

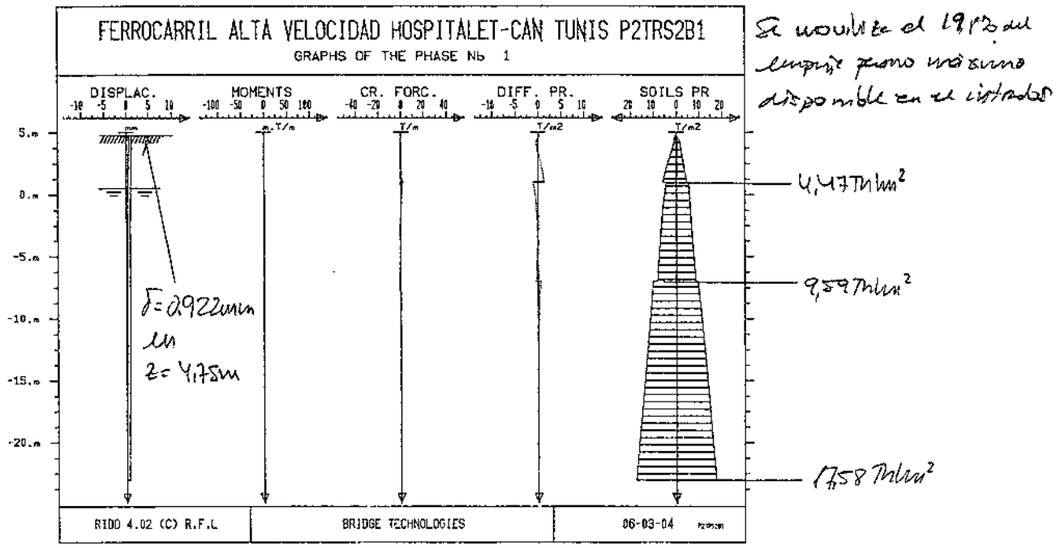
(*) { STR 4.25 1.0 0.0 0.0 413000.0✓ / * SUB(1) 4.75 0.0 35.0 9.0✓ / CAL✓

(*) { SUB(1) 4.75 0.0 35.0 9.0✓ / CAL✓

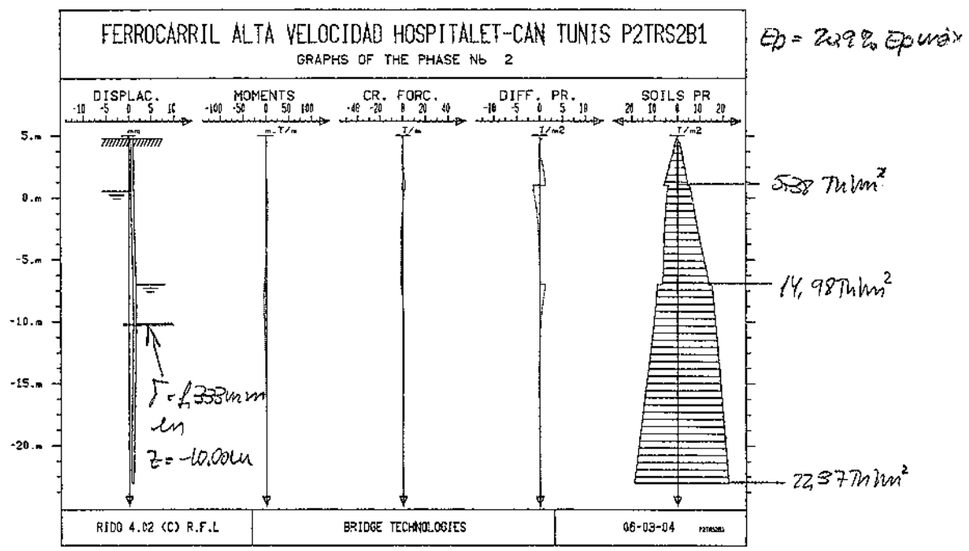
(*) Sólo si activa en 1 de las fases

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE TRANSICIÓN (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 1. SECCIÓN INTERMEDIA SIN RECRECIDOS 706+336

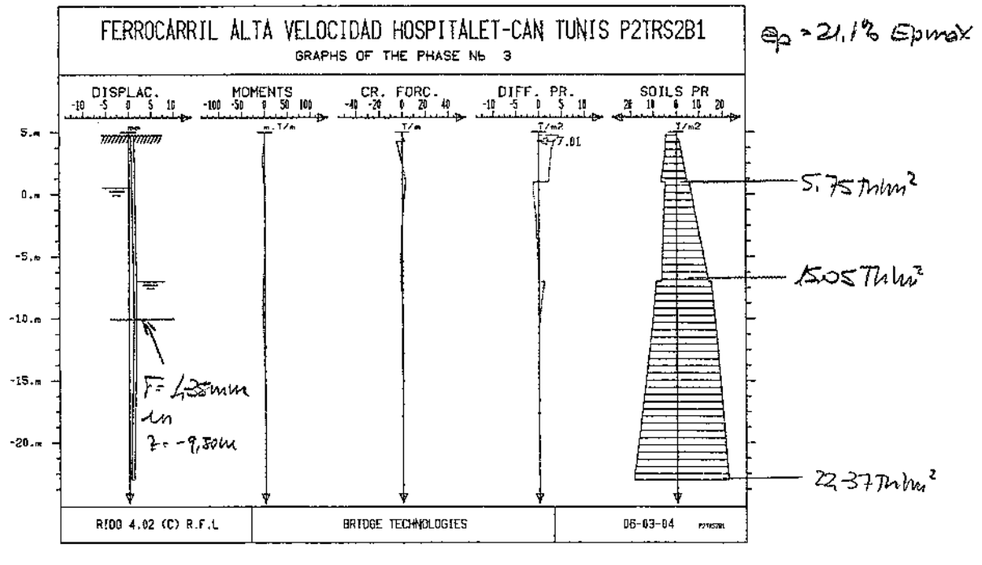
ESTADO PREVIO:



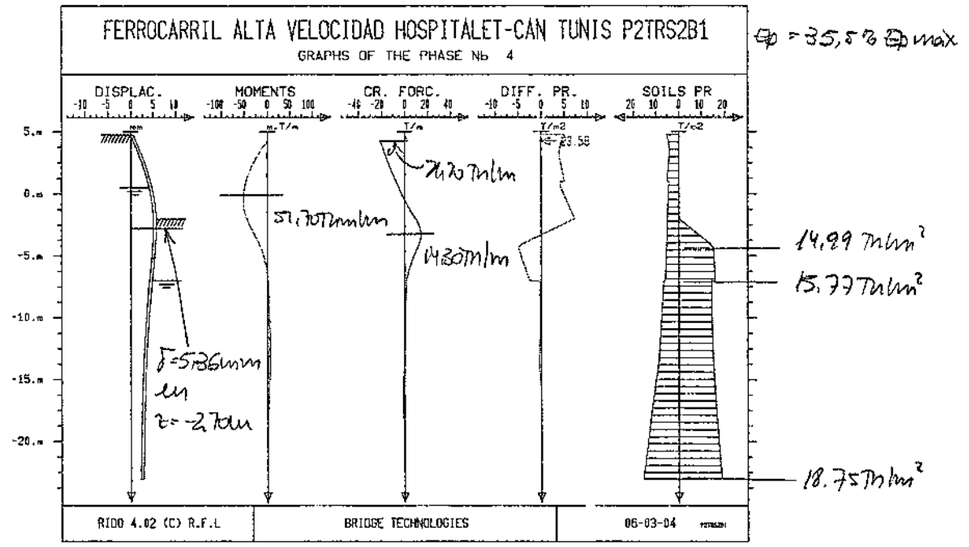
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



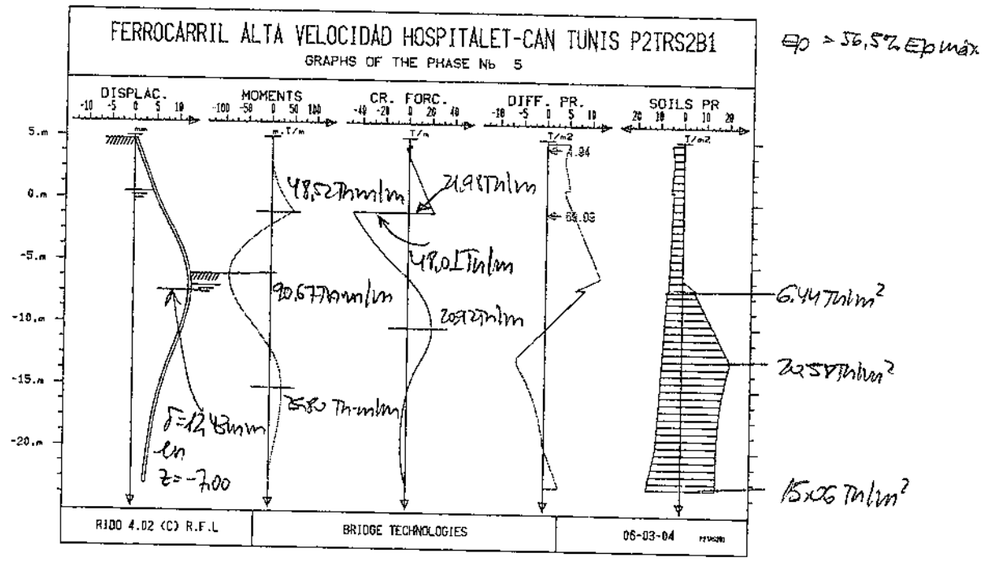
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



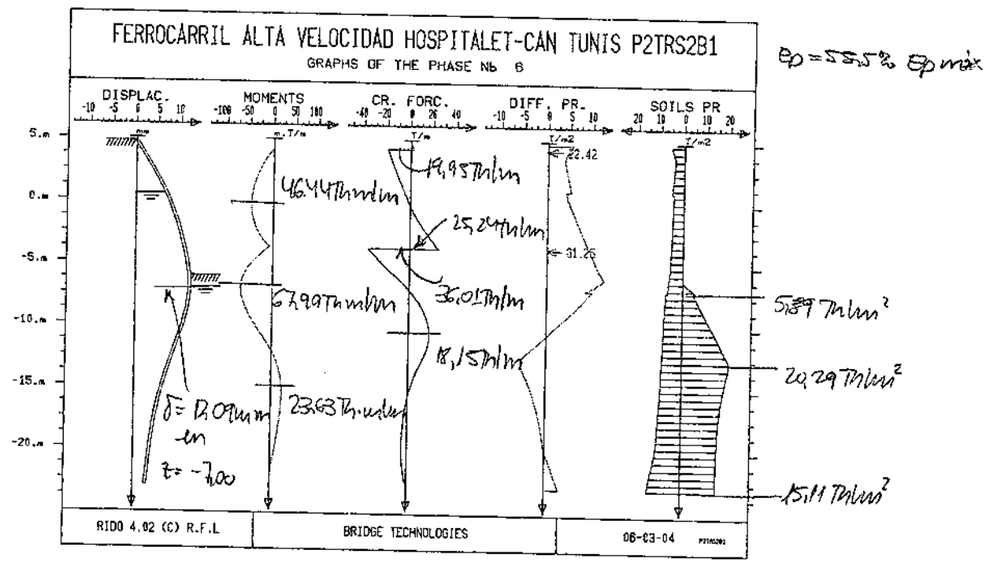
EXCAVACIÓN HASTA Z=-2.00m:



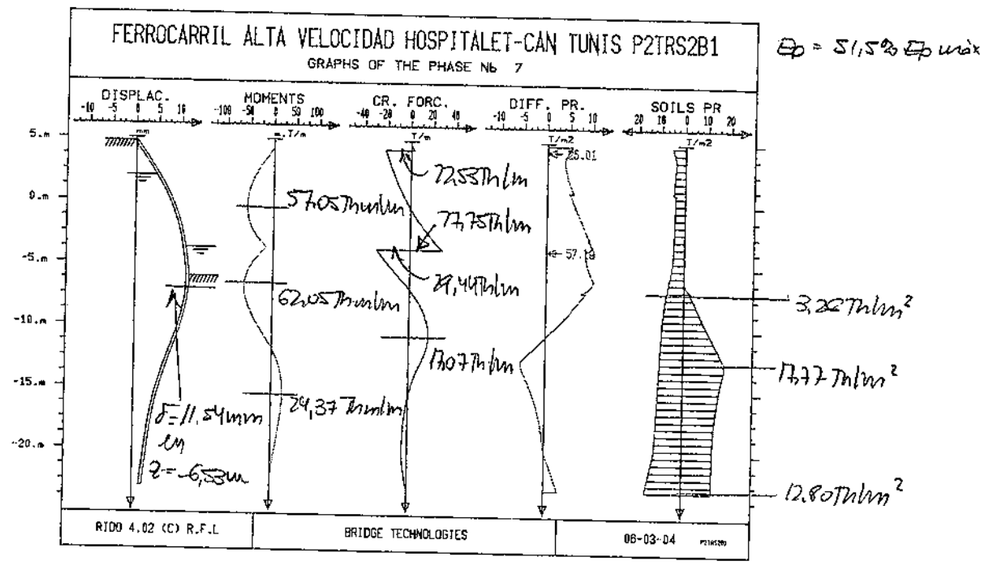
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.00 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.05m:



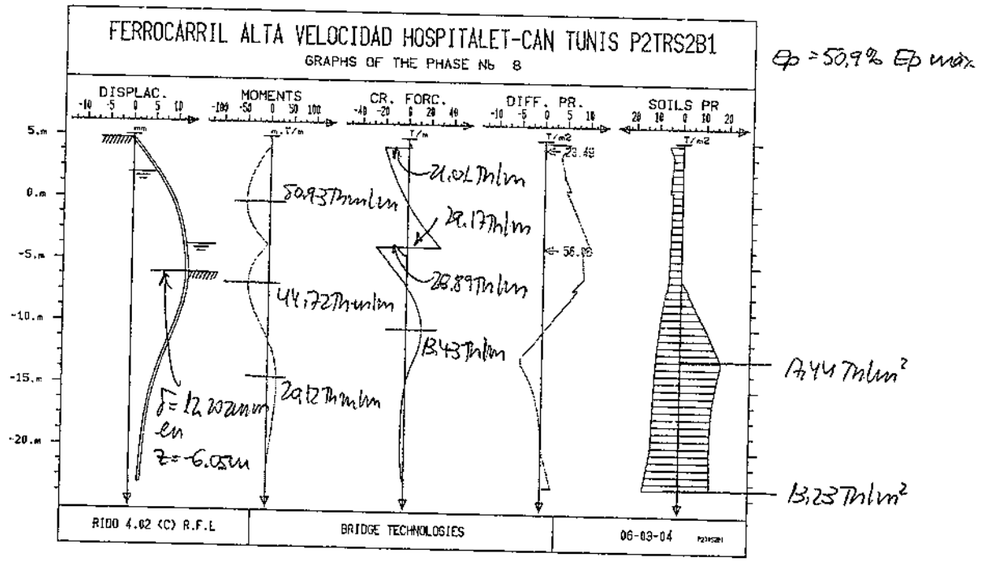
EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



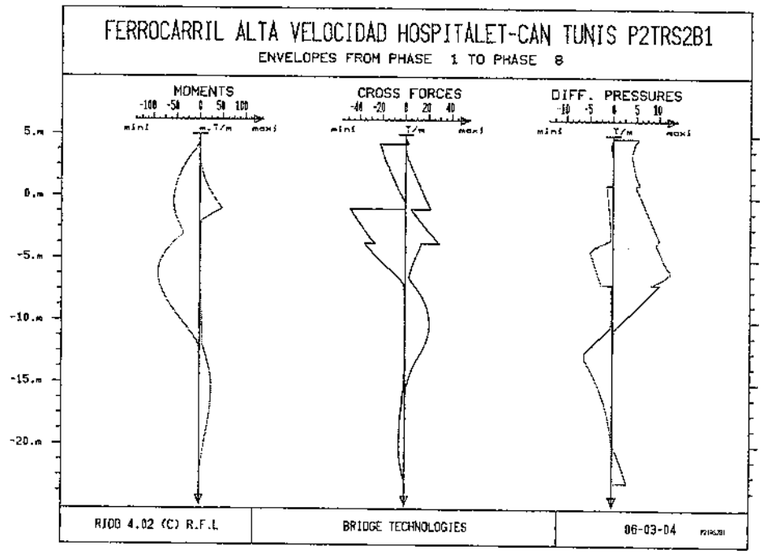
SUBIDA MÁXIMA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



FLUENCIA:



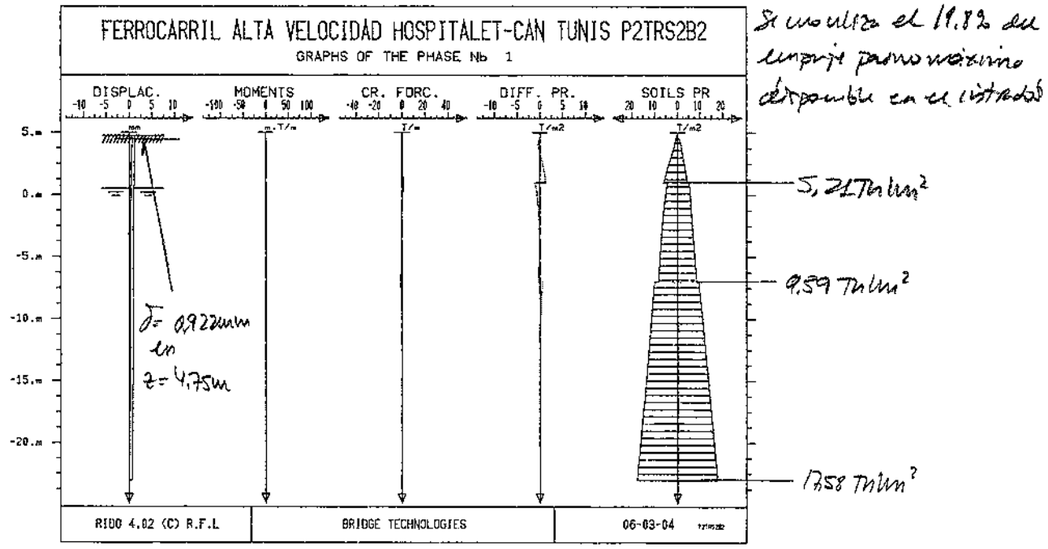
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS

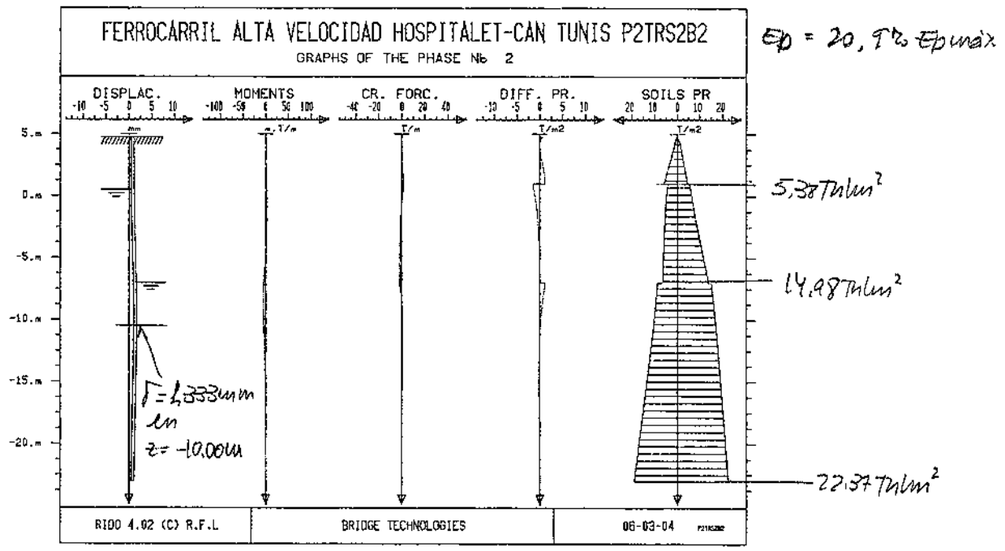
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE TRANSICIÓN (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 1. SECCIÓN INTERMEDIA SIN RECRECIDO 706+336

ESTADO PREVIO:



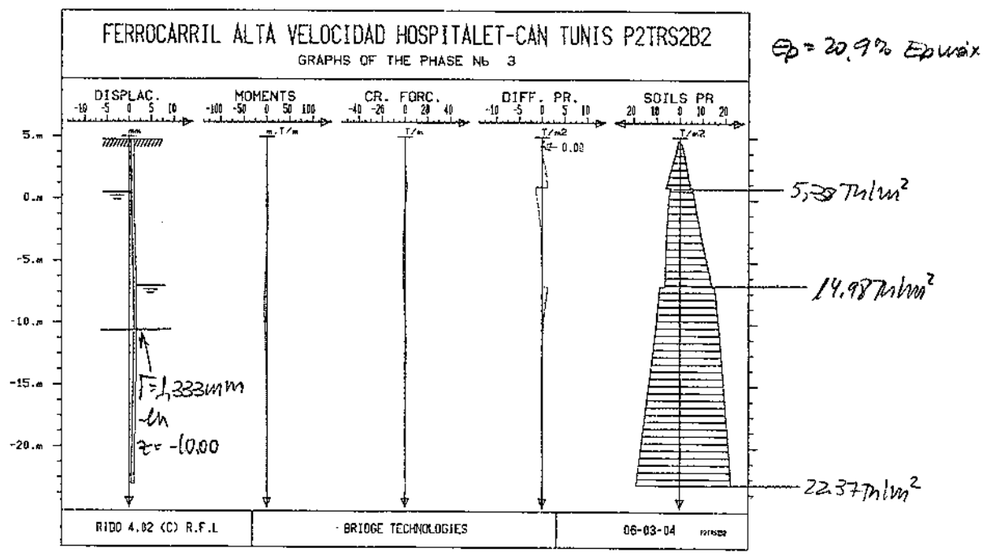
Se moviliza el 19,8% del empuje pasivo máximo disponible en el estado

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

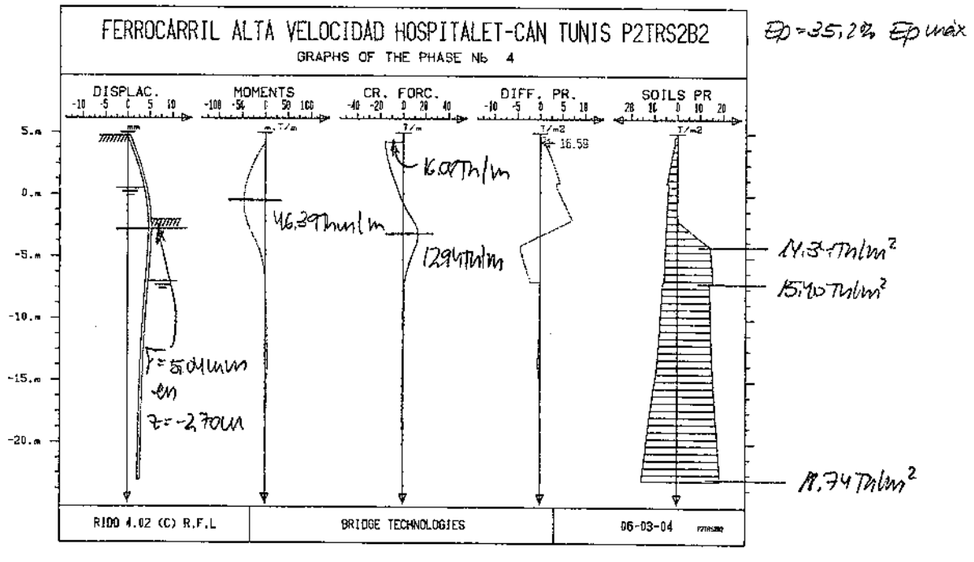


Ep = 20,9% Epmax

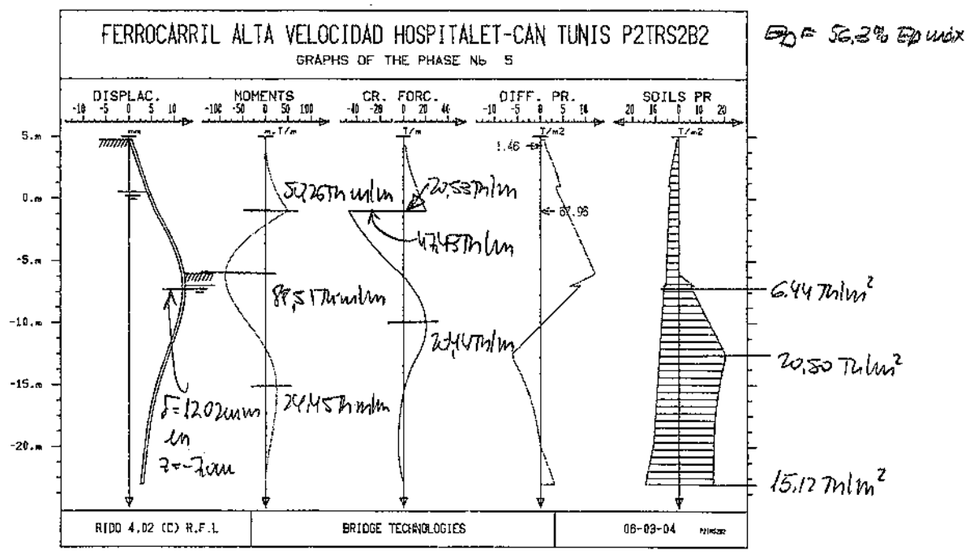
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA:



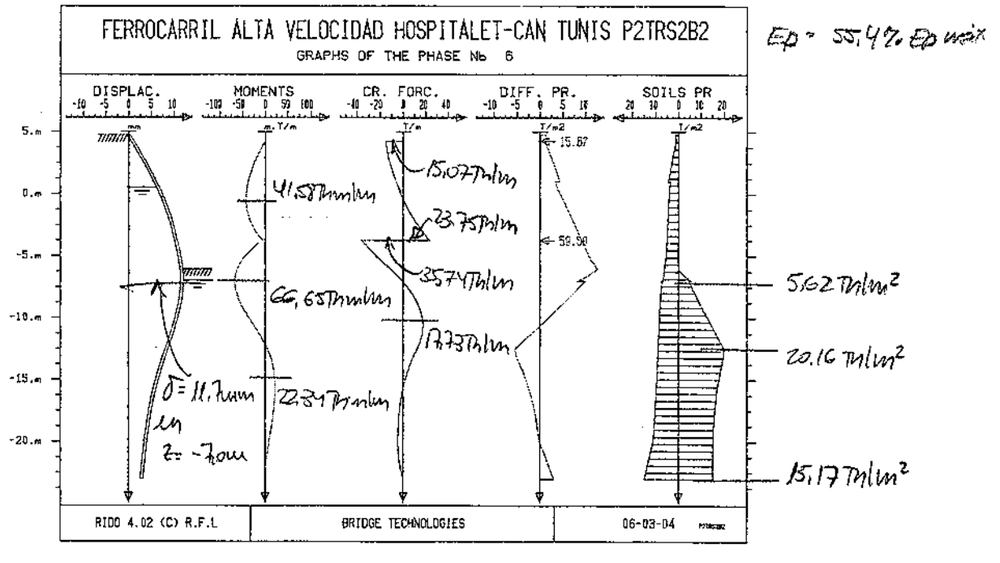
EXCAVACIÓN HASTA Z=-2.00m:



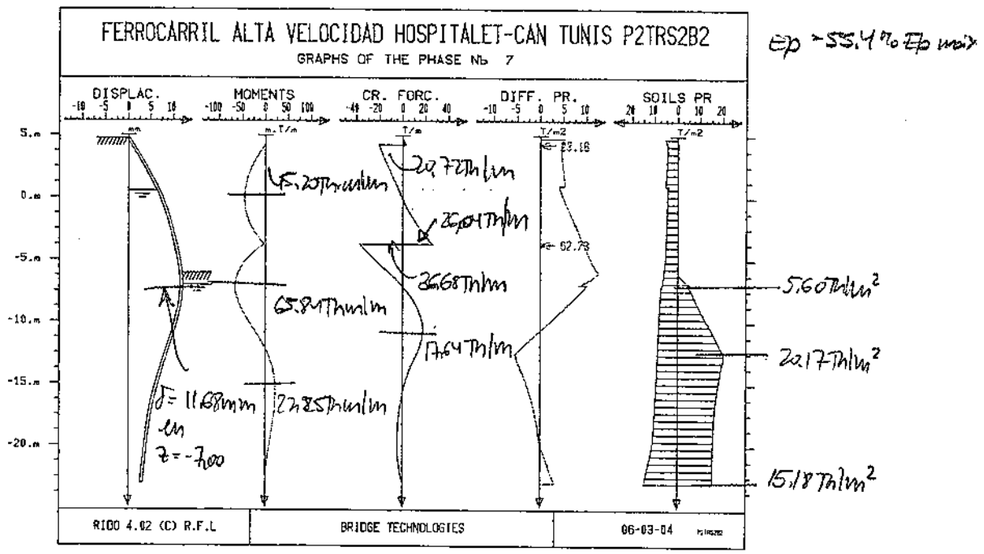
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=+1.00 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.05m:



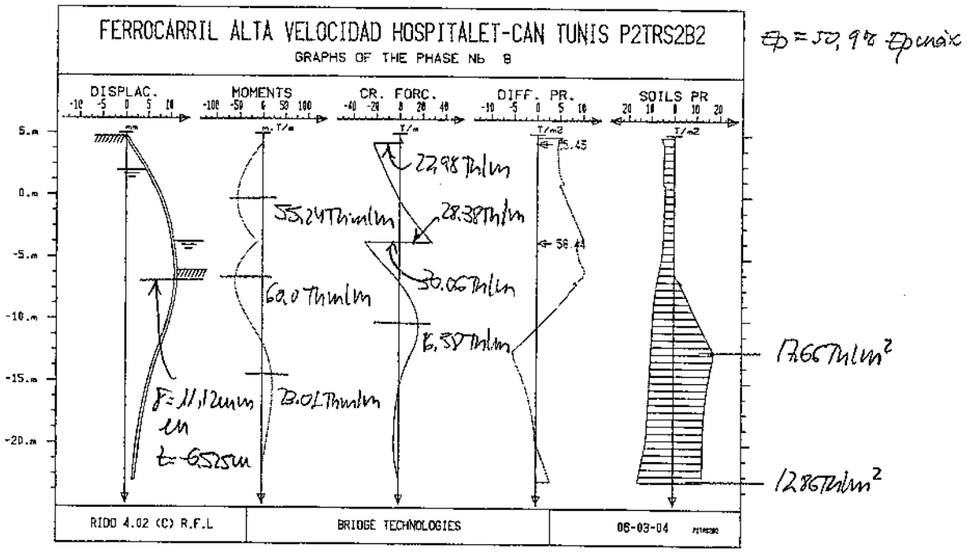
EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



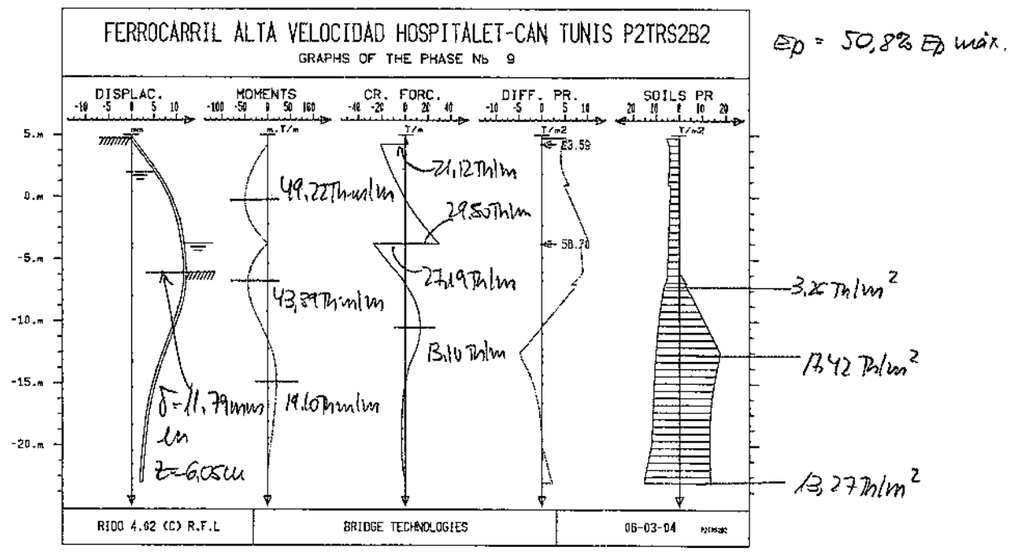
REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



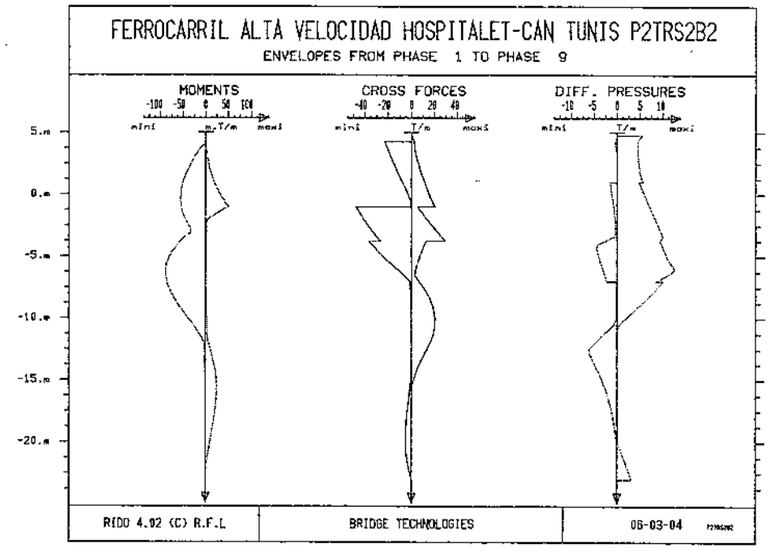
SUBIDA MÁXIMA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



FLUENCIA:



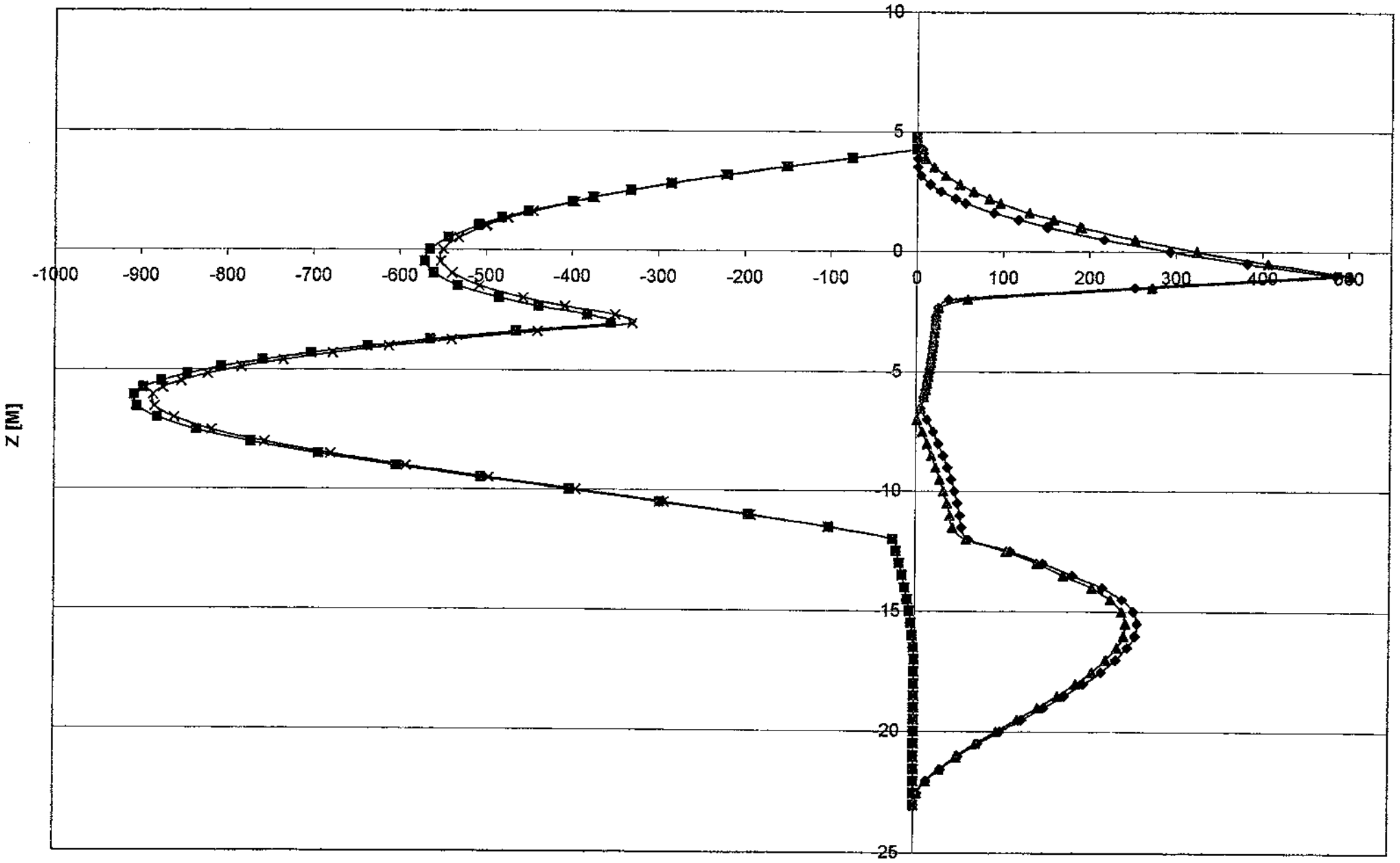
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES h=1.0

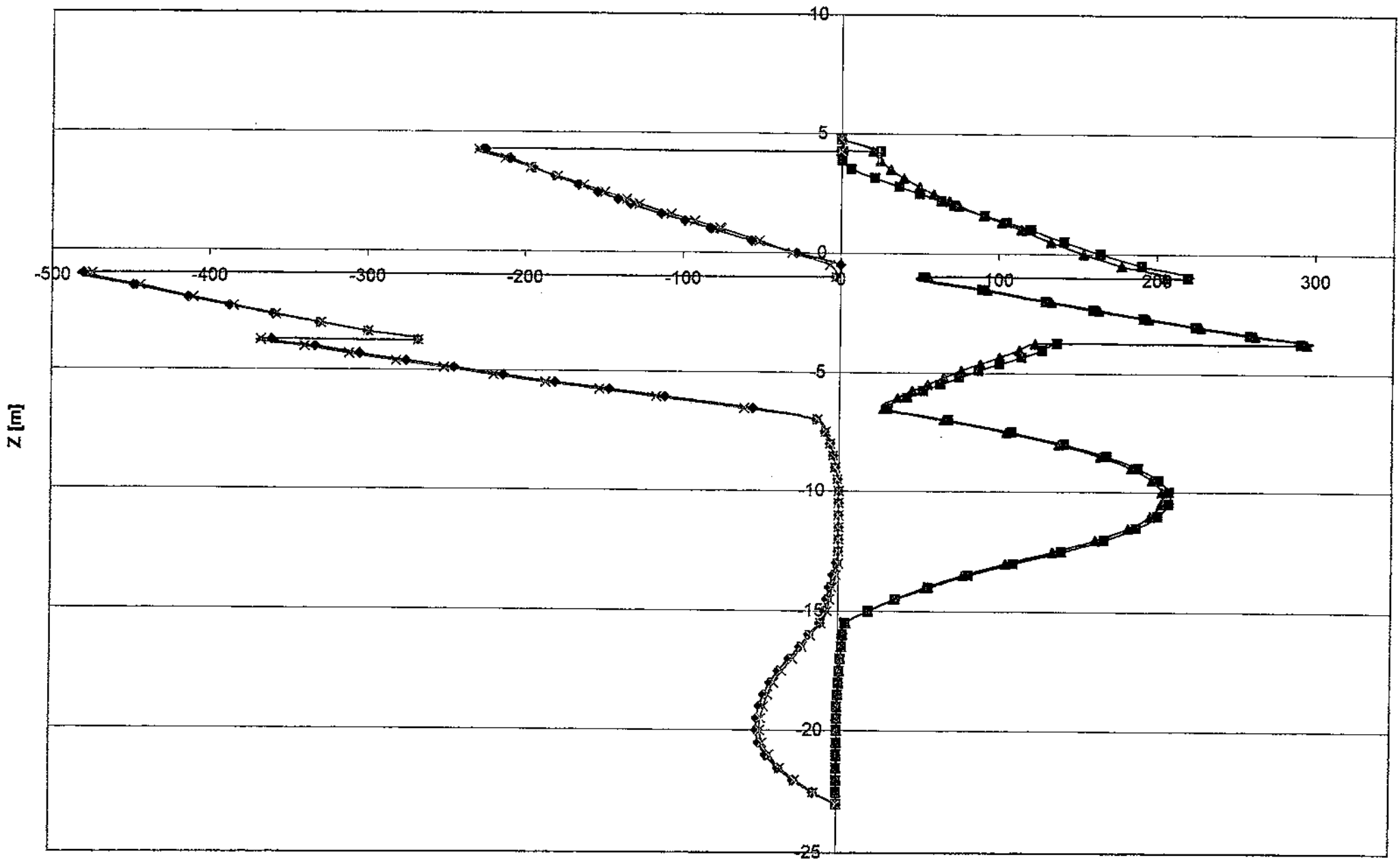
SECCIÓN INTERMEDIA SIN RECRECIDO



P2 TRANSICIÓN TRAMO 2-3
03/06/2004

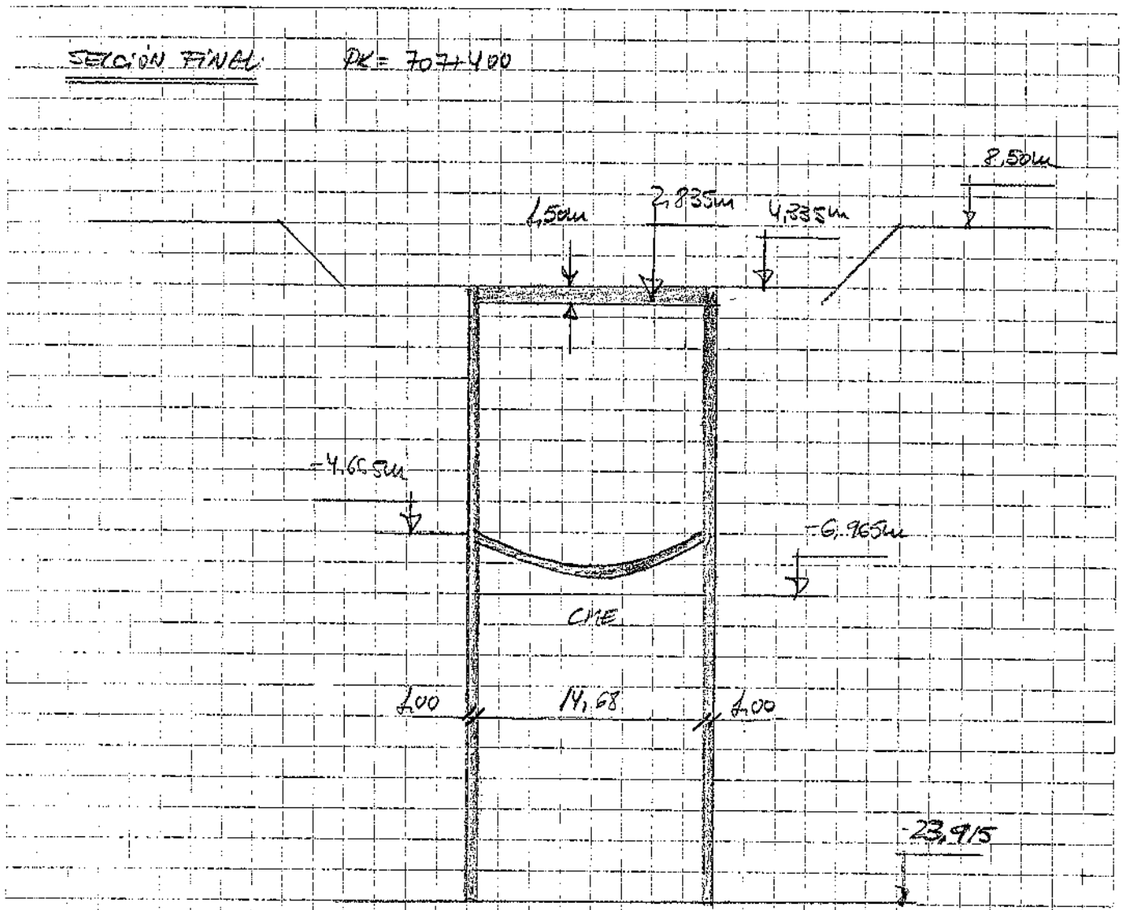
ENVOLVENTE DE CORTANTES h=1.00m

SECCIÓN INTERMEDIA SIN RECRECIDO.



P2 TRANSICIÓN TRAMO 2-3
03/06/2004

SECCIÓN FINAL PK= 707+400



PK = 706+400

$\Delta PK = 706+400 - 705+944 = 456\,m$

$\Delta u = \frac{\Delta PK \cdot P}{100} = \frac{456 \cdot 1,432}{100} = 6,530\,m$

$Z_{cimt} = +3,365 - 6,530 = -3,165\,m$

CME = -6,965m

CSE = 2,835m

CESC = 4,335m

CS = -4,665m ← Cota en solera

ARCHIVOS RED

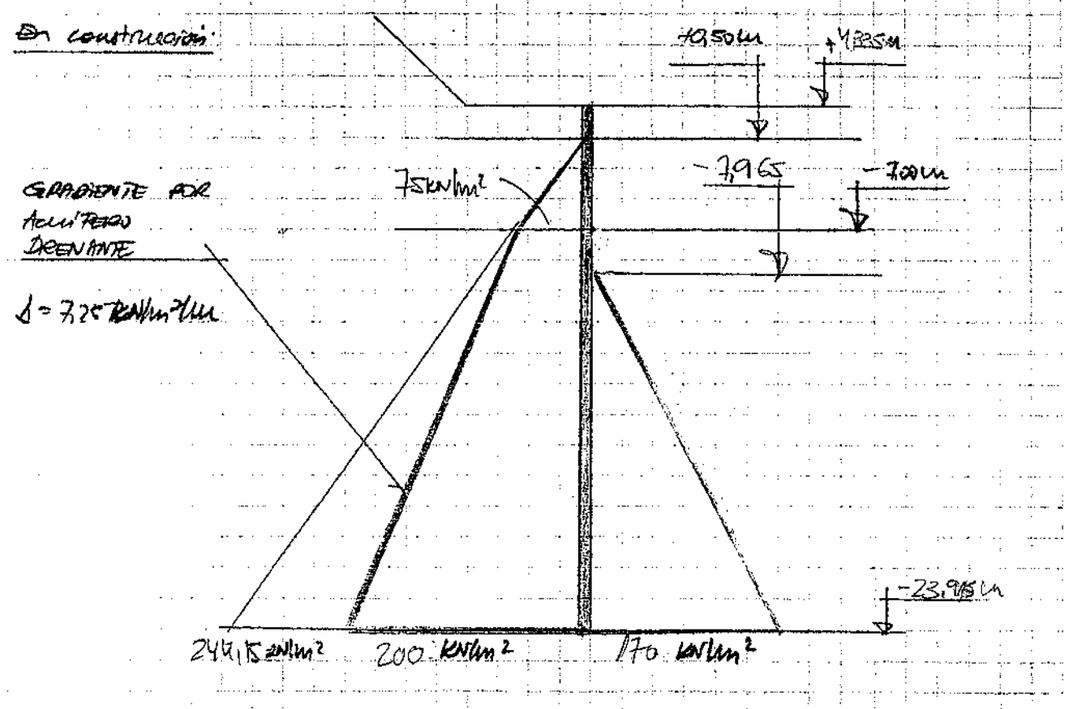
P1TR53_1.RD ← Relleno tras ejecución subsolo

P2TR53_2.RD ← Relleno tras ejecución completa

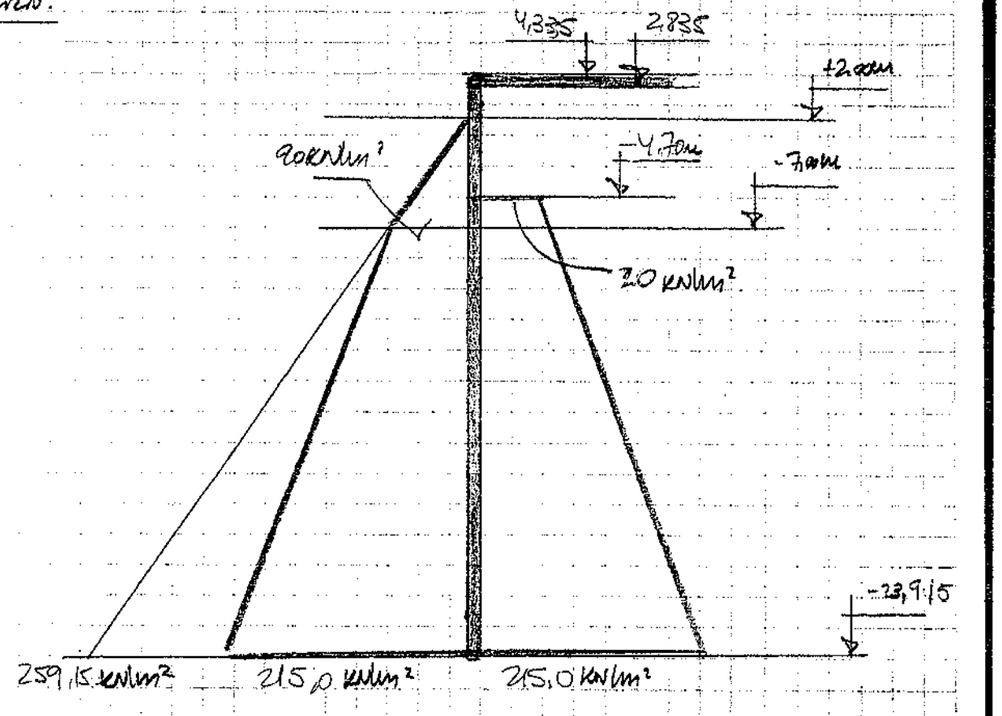
①

PRESIONES DE AGUA:

En construcción:

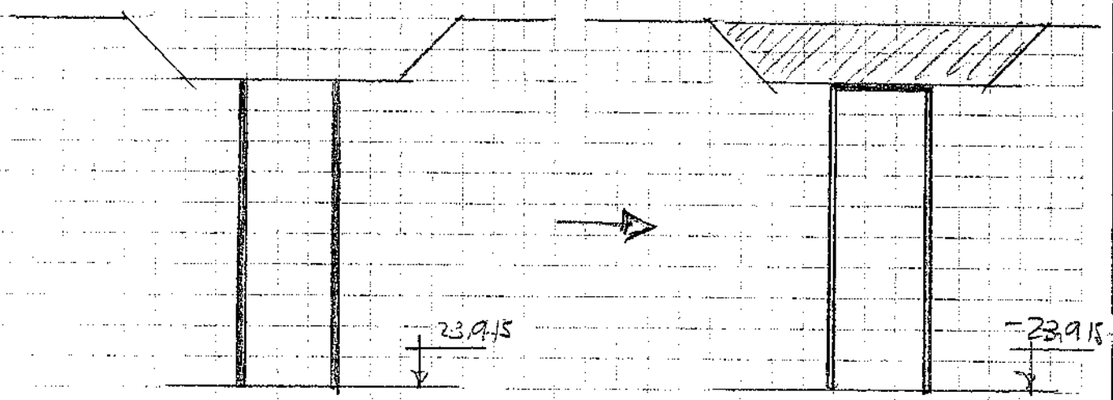


En servicio:



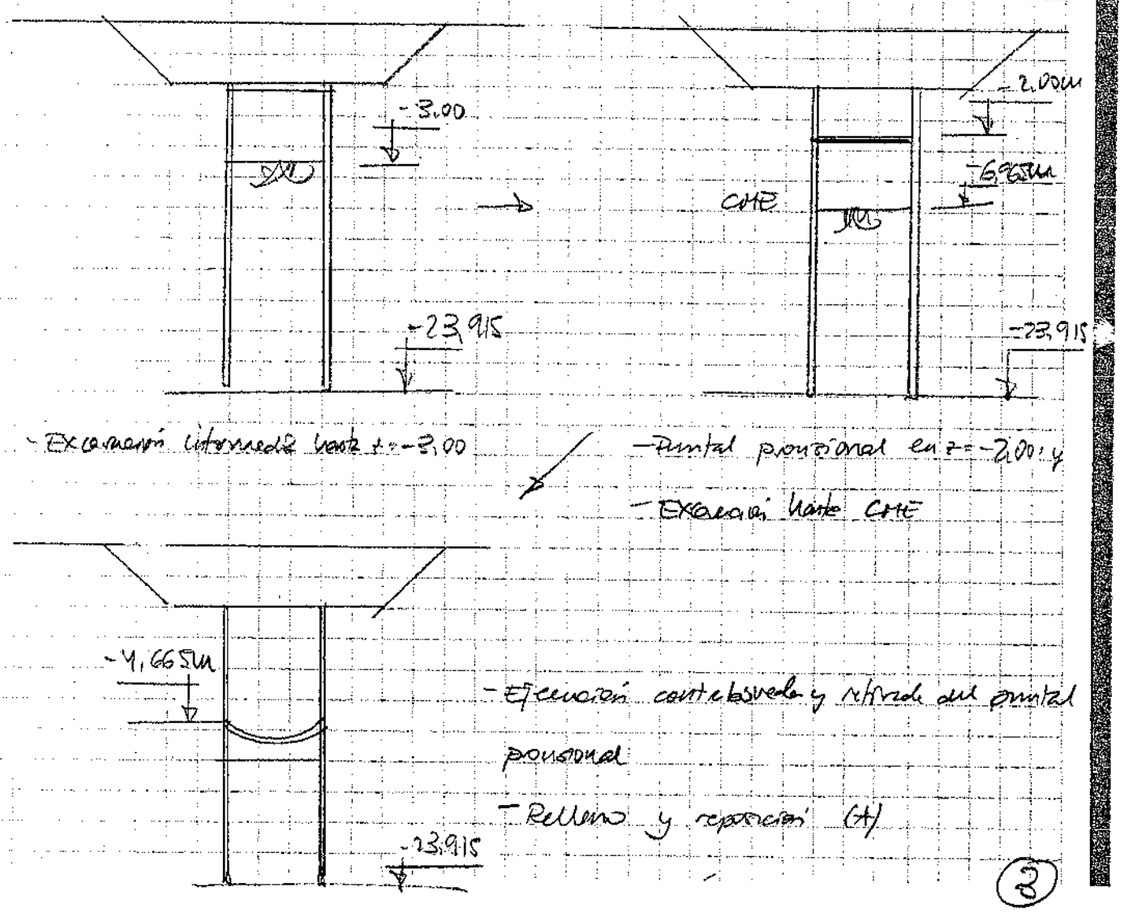
②

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



- Ejecución pantallas
- Achique agua interior.

- Ejecución cubierta y
- Relleno hasta reposición C.E.



- Excavación intermedia hasta +/- -3.00

- Puntal provisional en +/- -2.00 y
- Excavación hasta CAVE

- Ejecución contrabóveda y retirada del puntal provisional
- Relleno y reposición C.E.

(3)

RIGIDECES:

* CUBIERTA:

$K = \frac{EA}{L} = \frac{27\,264\,MPa \cdot 1{,}50\,m^2/m}{7{,}84\,m} = 5216{,}3\ MN/m/m$

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

$K = 521620\ Tn/m/m$

$E = 27\,264\,MPa$

$L = 15{,}68/2 = 7{,}84\,m$

$K_{cubierta} = 520\,000\ Tn/m/m$

* PUNTALES:

$A = 2 \times 218$ → HEB 450 (en 1ª aproximación) $A = 436\,cm^2/puntal$

$E = 21 \cdot 10^5\ MPa$

$K = \frac{EA}{L} = \frac{21 \cdot 10^5\ MPa \cdot 436 \cdot 10^{-4}\,m^2/puntal}{7{,}34\,m}$

$L = \frac{14{,}69\,m}{2} = 7{,}34\,m$

$K_{puntal} = 1247{,}4\ MN/m/m$

$K_{puntal} = 125\,000\ Tn/m/puntal$

Hay 1 puntal cada 2,50m

$K_{puntal\ eq} = 50\,000\ Tn/m/m$

* CONTRABÓVEDA:

Se predimensiona con espesor de 0,60m en arco.

Se toma la misma rigidez por la cara que en el tramo inicial en lo que 1 del CAVE con la B17

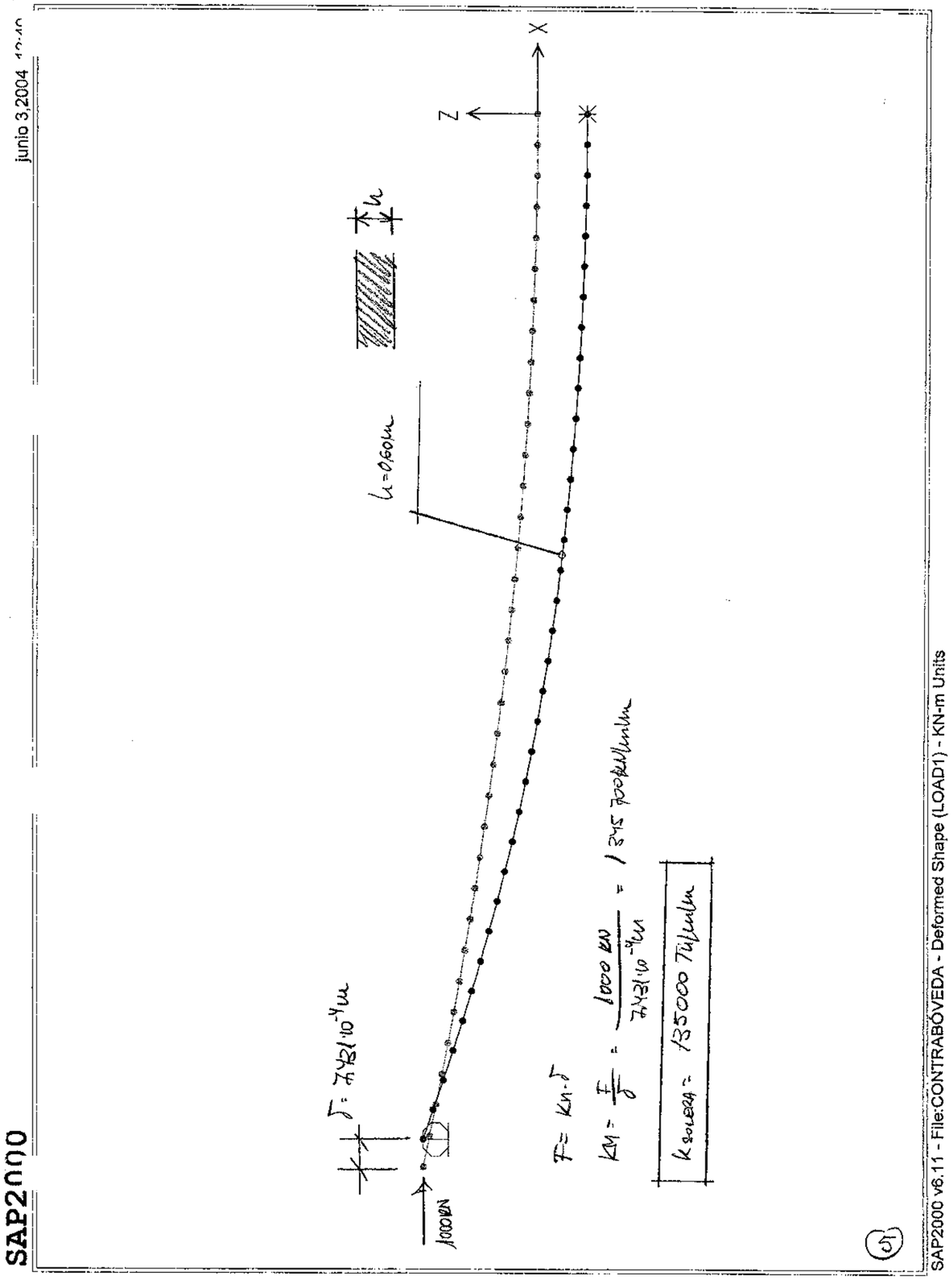
$\delta = 7{,}431 \cdot 10^{-3}\,m/m$

$F = 1000\ kN$

$K = \frac{F}{\delta} = \frac{1000\,kN}{7{,}431 \cdot 10^{-3}\,m} = 134\,570\ kN/m/m$

$K_{BÓVEDA} = 135000\ Tn/m/m$

(4)



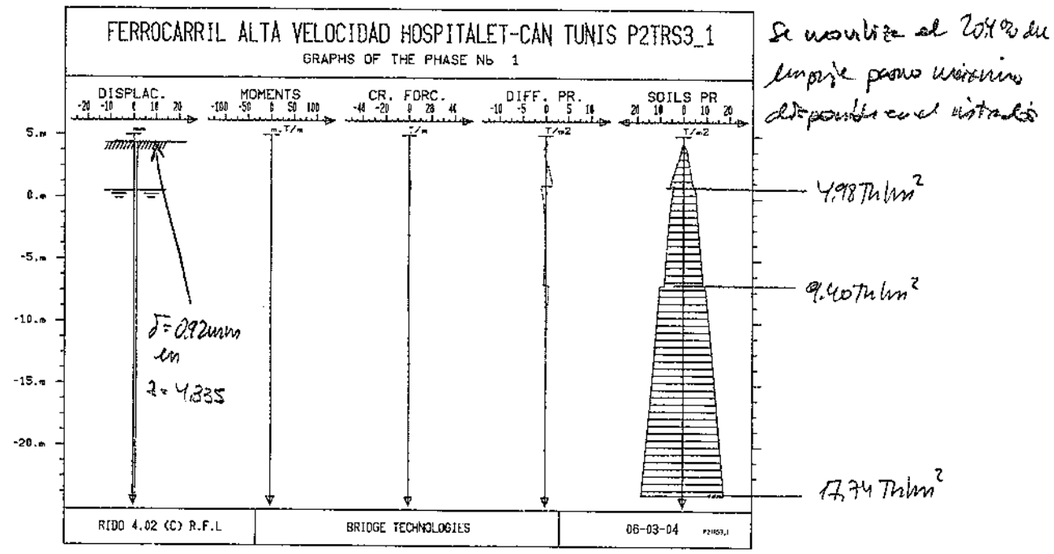

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2TRS3_1 *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -2.0m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* TRAMO DE TRANSICION ENTRE TRAMO A CIELO ABIERTO Y TRAMO DE
* CRUCE CON LA B-17 SECION FINAL
4.335✓
-23.915 1.00^3*2.726E6/12✓
8.5✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000 ✓
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000 ✓
EXC(1) 4.335✓
EXC(2) 4.335✓
SUB(1,1) 4.335 0.0 3.0 1.0✓
SUB(1,1) 4.335 3.0 4.0 2.0 ✓
SUB(1,1) 4.335 4.0 5.0 4.0 ✓
SUB(1,1) 4.335 5,0 6.0 6.0 ✓
SUB(1,1) 4.335 6.0 7.0 8.0 ✓
SUB(1,1) 4.335 7.0 8.0 10.0 ✓
SUB(1,1) 4.335 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) -23.915 20.0✓
WAT(2) -8.0 0.0✓
WAT(2) -23.915 17.0✓
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO NATURAL.
STR 3.585 1.0 0.0 0.0 520000.0✓
(*) SUB(1) 4.335 0.0 35.0 11.0✓
CAL✓
* ETAPA 3: EXCAVACIN HASTA Z=-3.00m
EXC(2) -3.0✓
CAL ✓
* ETAPA 4: PUNTAL EN -2.0 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -2.0 1.0 0.0 0.0 50000.0✓
EXC(2) -7.0✓
CAL ✓
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -4.665 1 0 0 135000.0 ✓
STR(0,2)✓
CAL✓
* ETAPA 6: RELLENO TRASDOS
(*) * SUB(1) 3.65 0.0 35.0 11.0✓
* CAL✓
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0✓
WAT(1) -7.0 9.0 ✓
WAT(1) -23.915 21.5✓
WAT(2) -8.5 0 2.0✓
WAT(2) -23.915 21.5✓
CAL✓
```

(*) Sólo se activa en una de las dos fases

```
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.00^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 3.585 1 0 0 0.66*520000.0
STR -4.70 1 0 0 0.66*135000.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE TRANSICIÓN (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 1. SECCIÓN FINAL 706+400

ESTADO PREVIO:



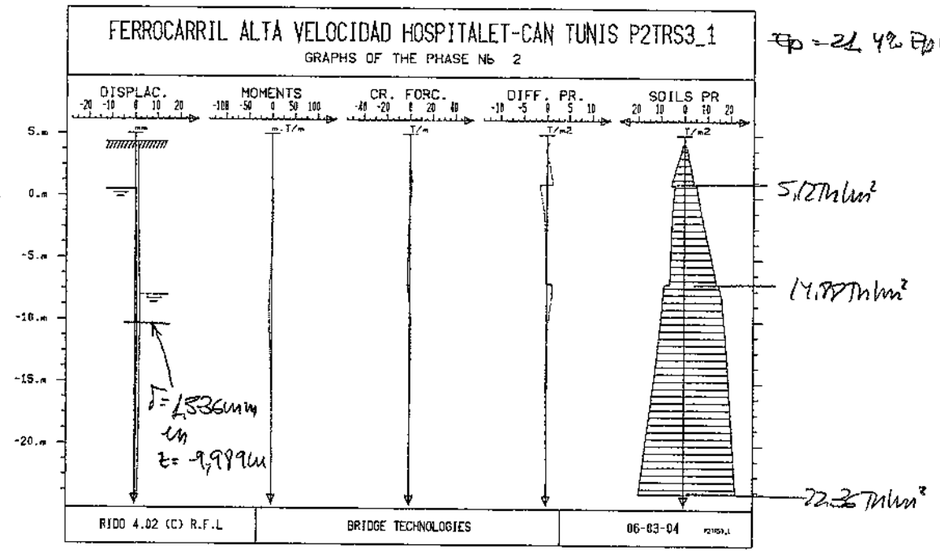
Se moviliza el 20% del empuje pasivo mínimo disponible en el trasdós

4,98 Tn/m²

9,40 Tn/m²

17,74 Tn/m²

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



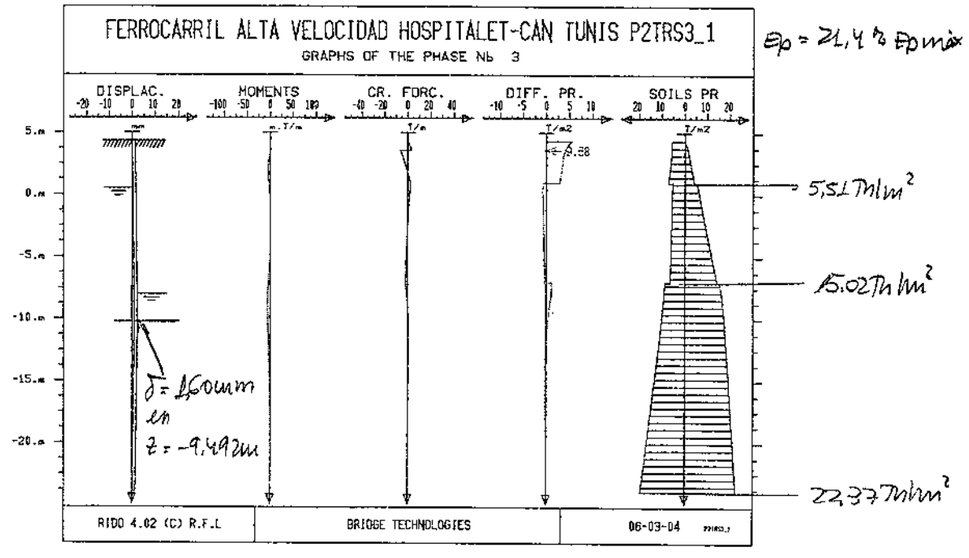
Ep = 21,4% Ep máx

5,12 Tn/m²

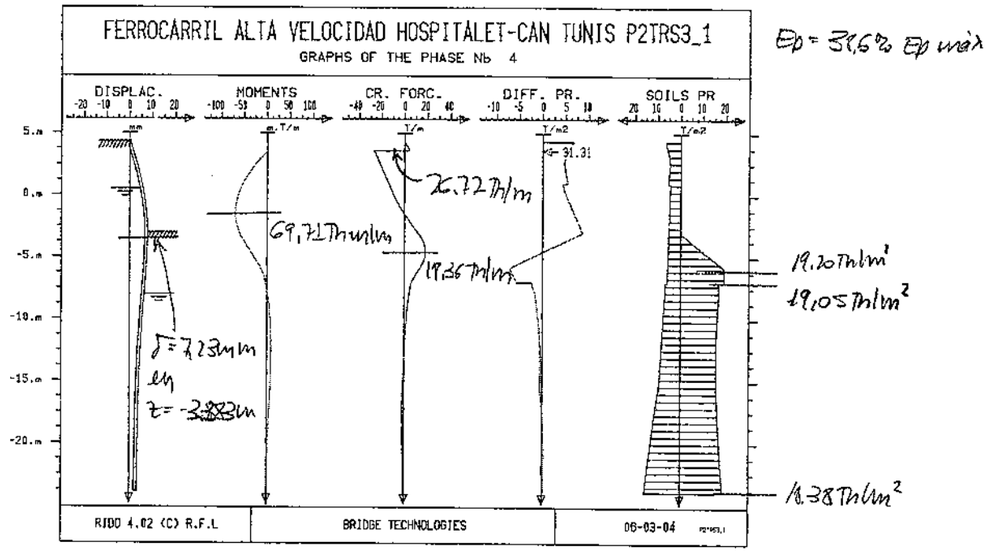
14,77 Tn/m²

22,76 Tn/m²

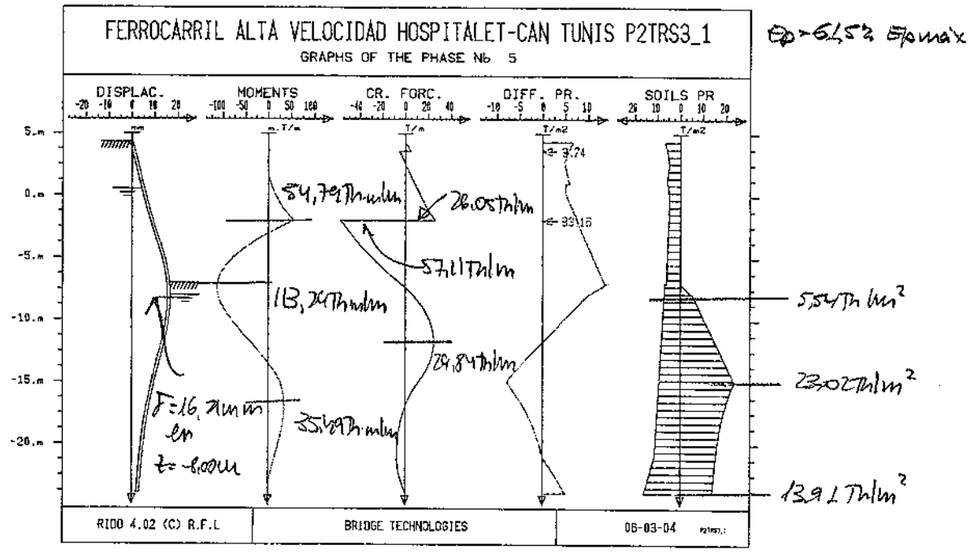
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



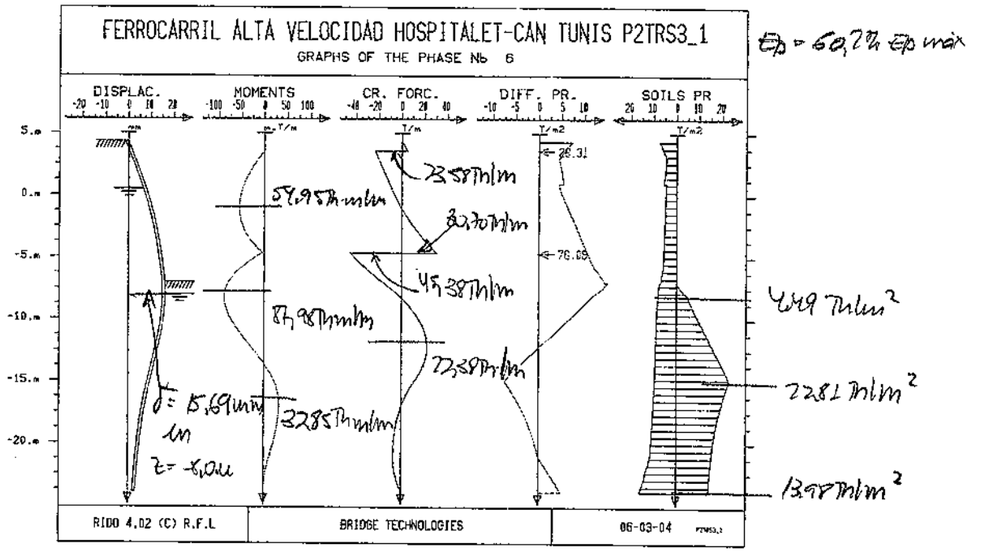
EXCAVACIÓN HASTA Z=-3.00m:



PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.00 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.965m:

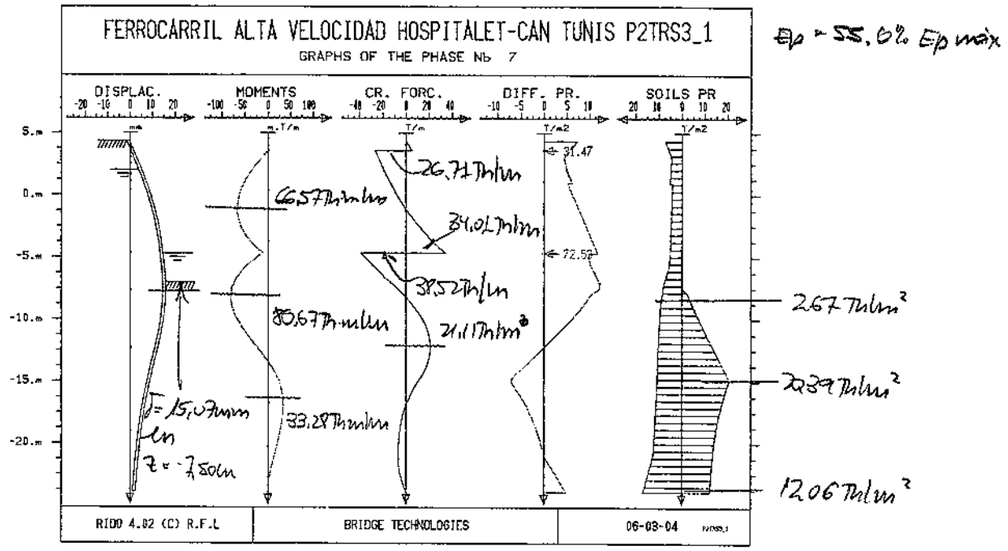


EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:

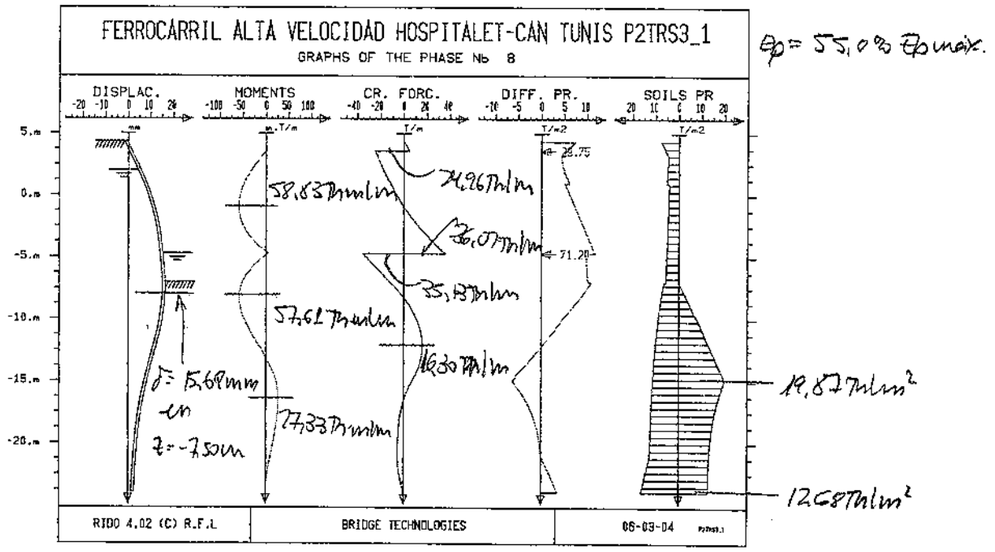


(a) (b)

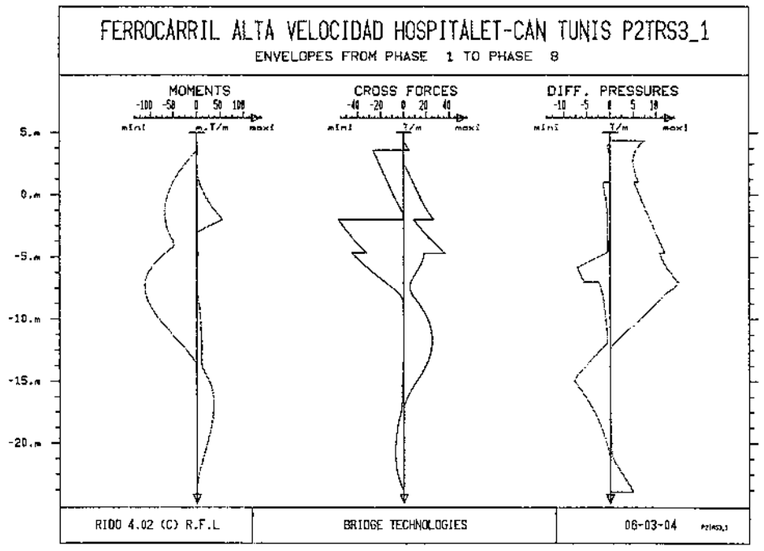
SUBIDA MÁXIMA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



FLUENCIA:



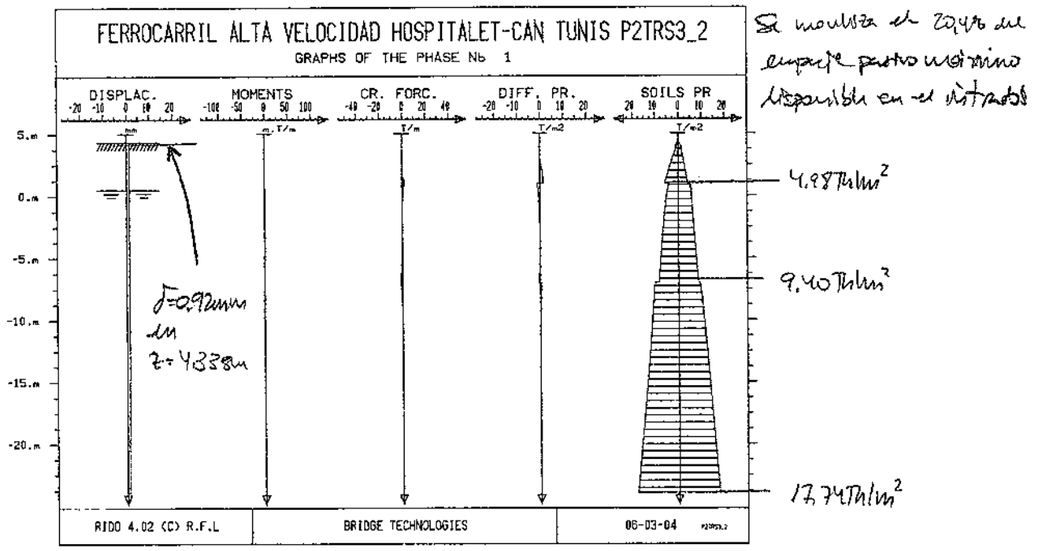
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



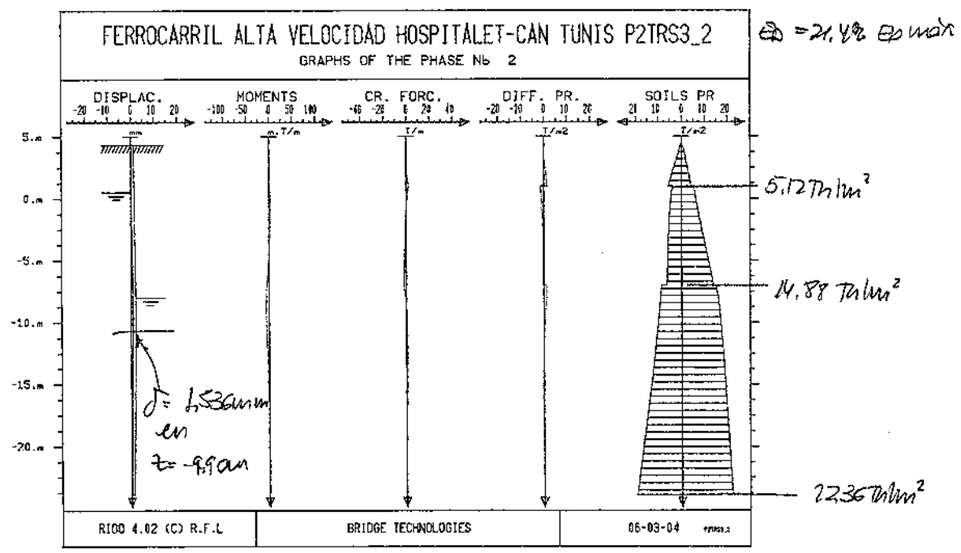
VER HOJA EXCEL ADJUNTA.

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE TRANSICIÓN (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 1. SECCIÓN FINAL 706+400

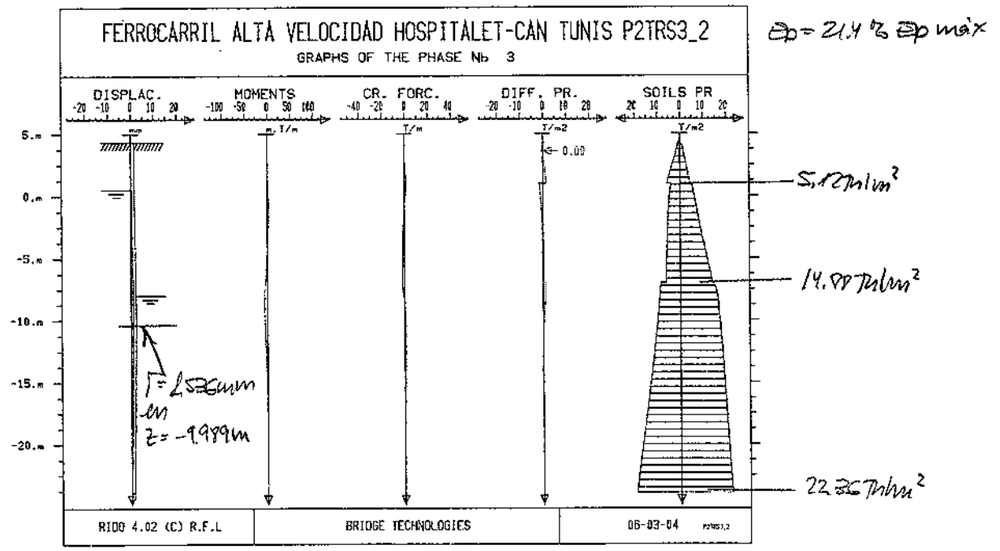
ESTADO PREVIO:



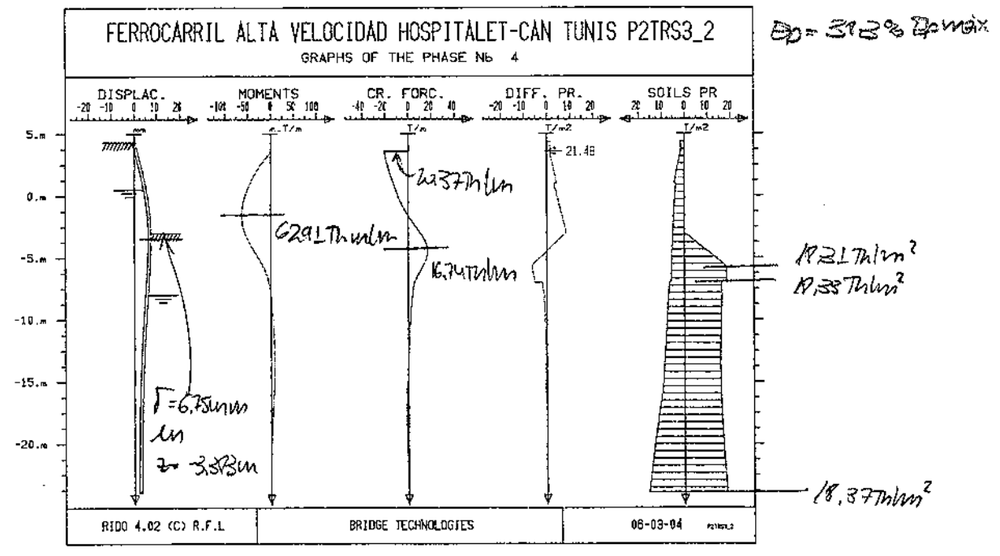
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



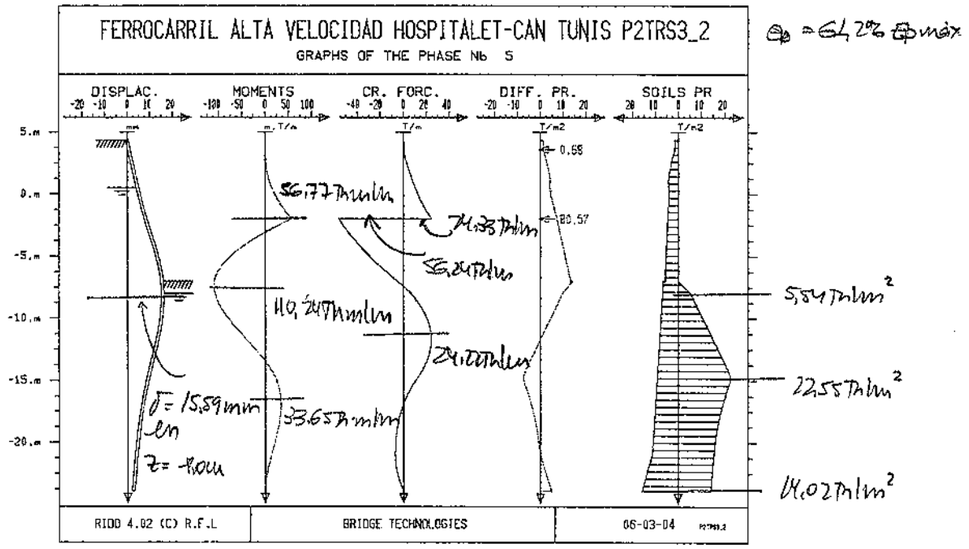
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA:



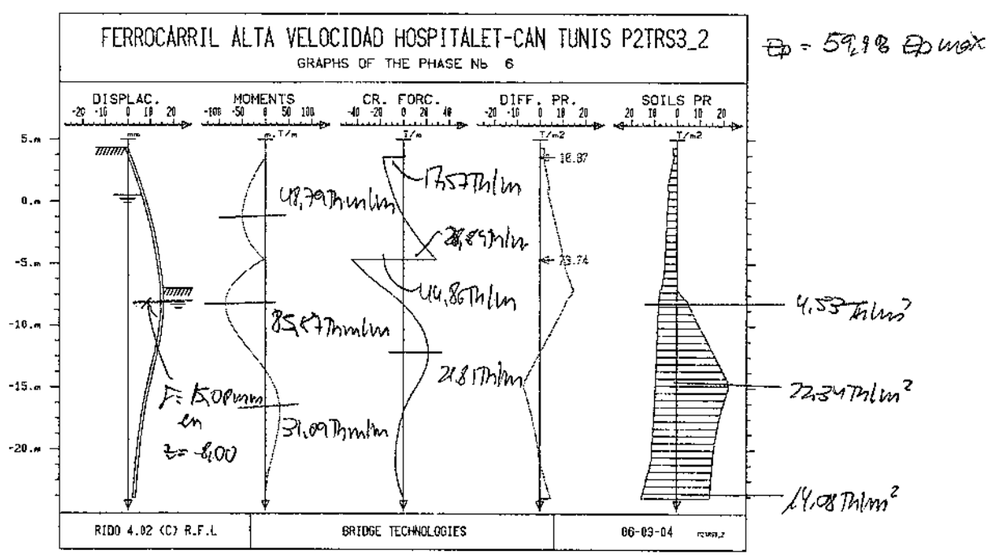
EXCAVACIÓN HASTA Z=-3.00m:



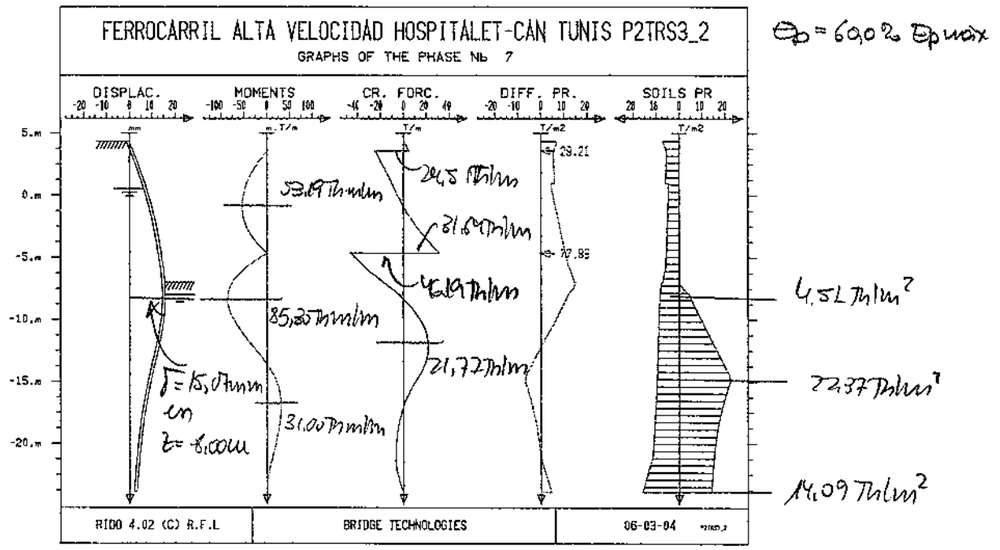
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.0.00 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.965m:



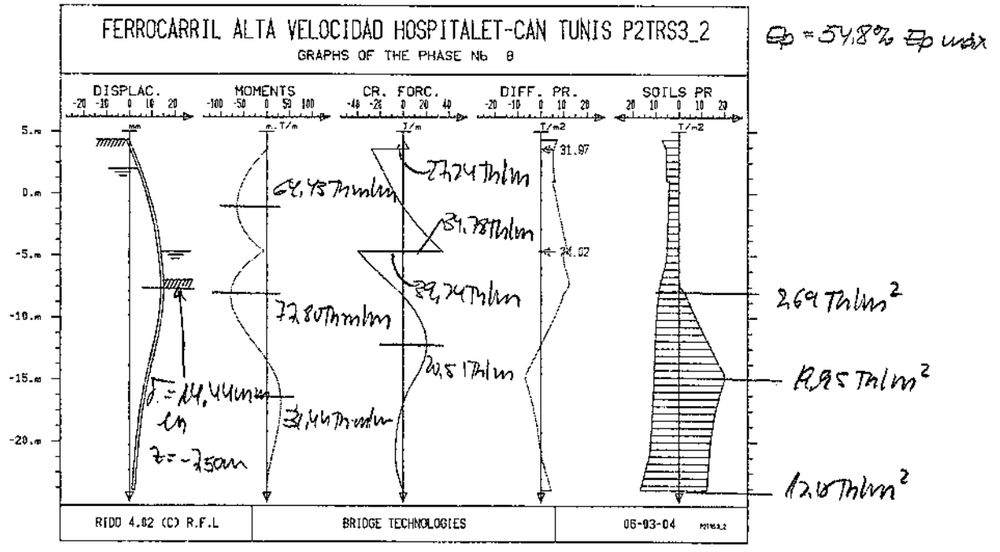
EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



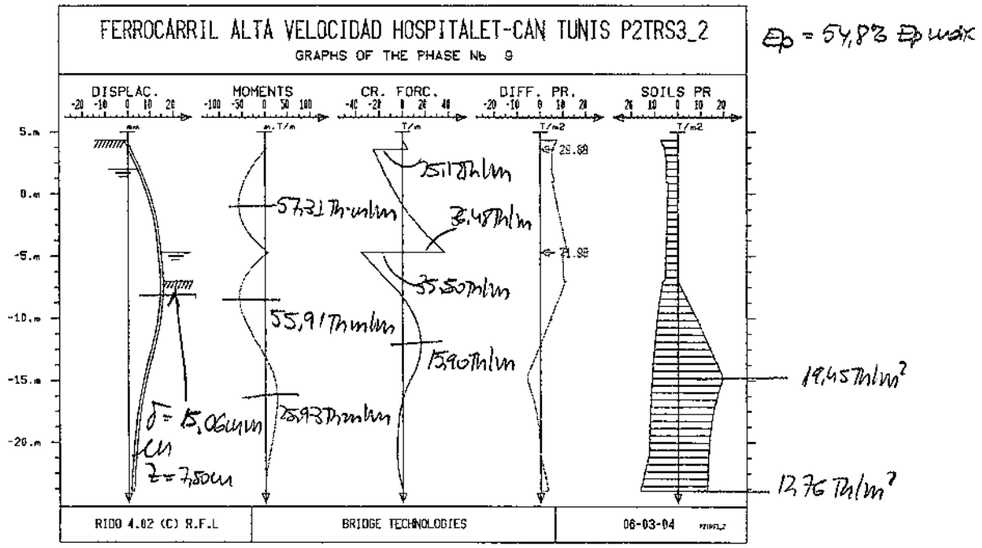
REPOSICIÓN TERRENO NATURAL:



SUBIDA MÁXIMA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:

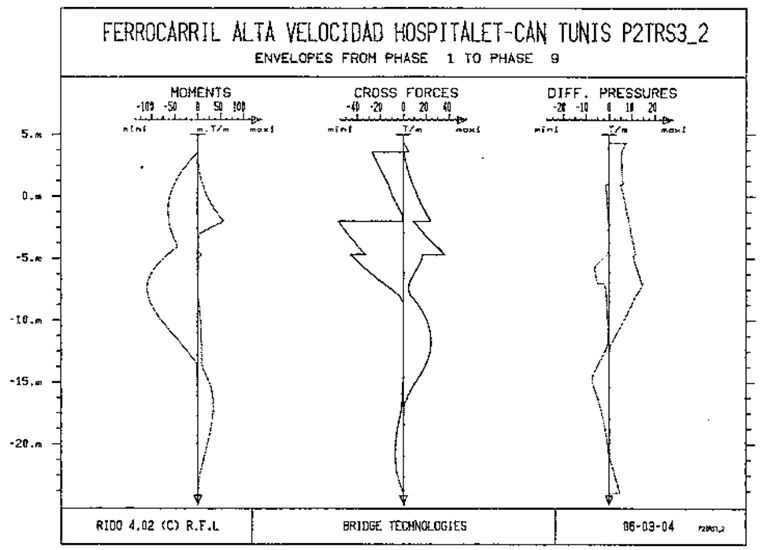


FLUENCIA:

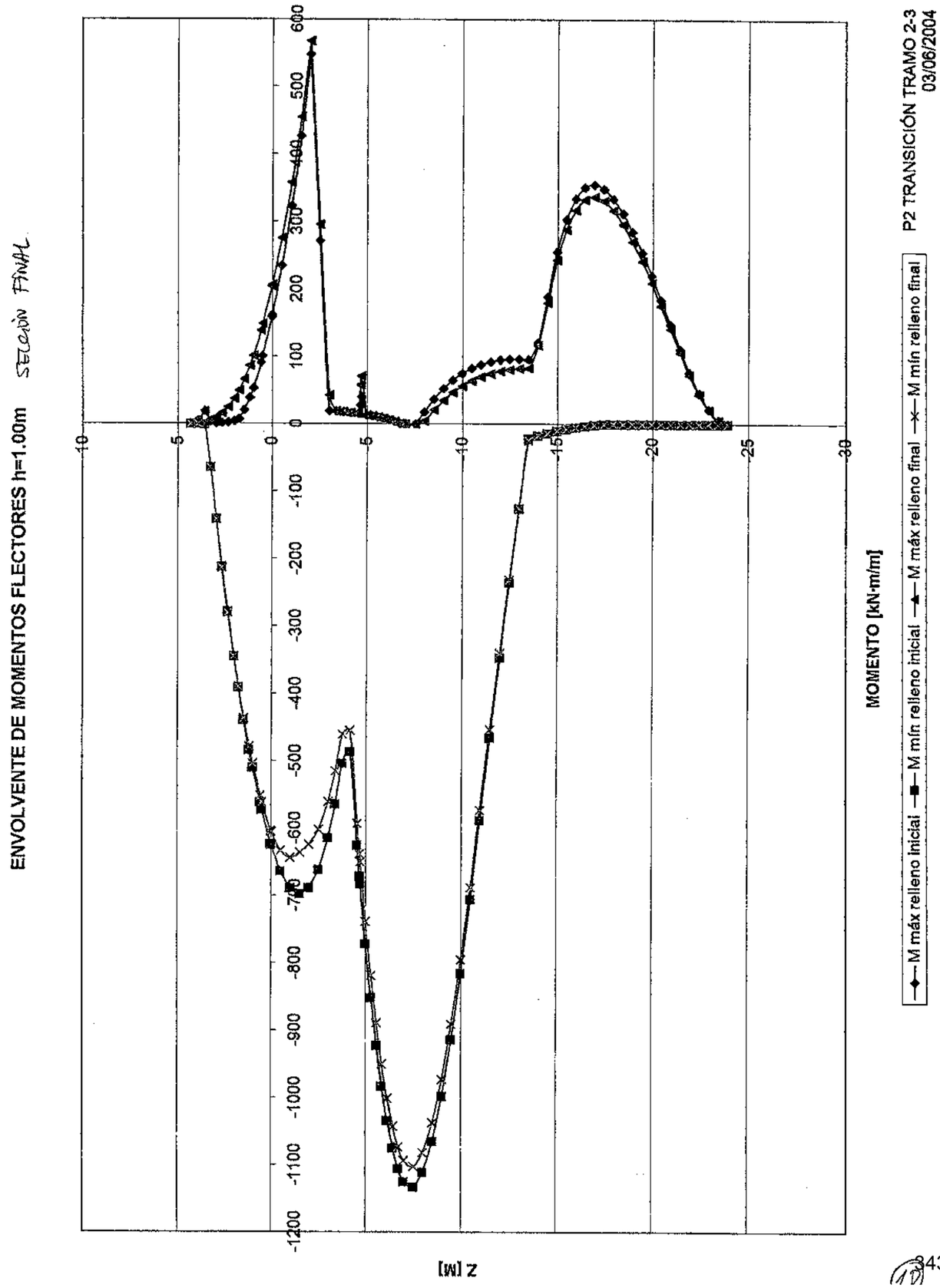


Ep = 54,83 Ep max

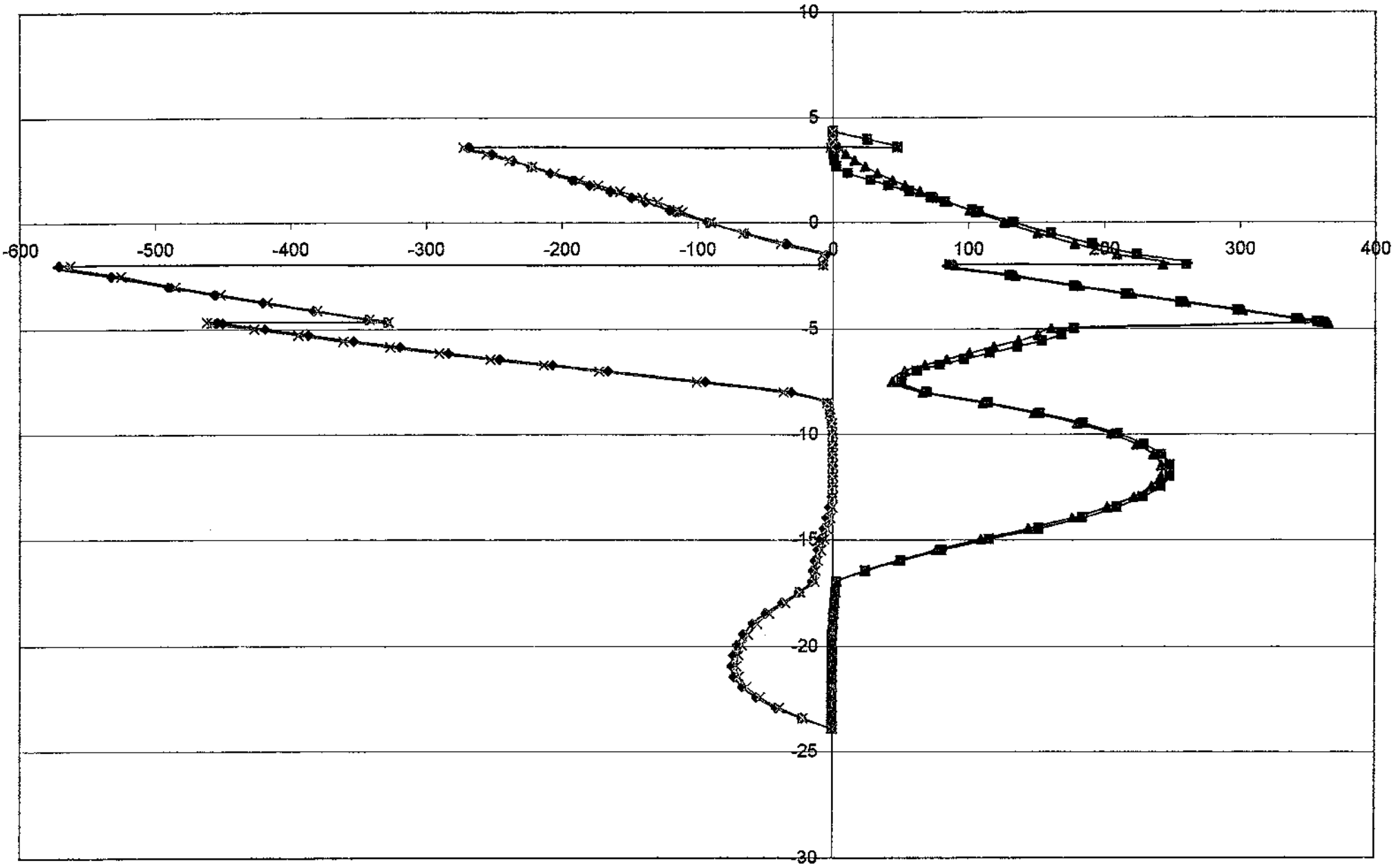
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS.



E LVENTE DE CORTANTES h=1.00m TERRENO FINAL

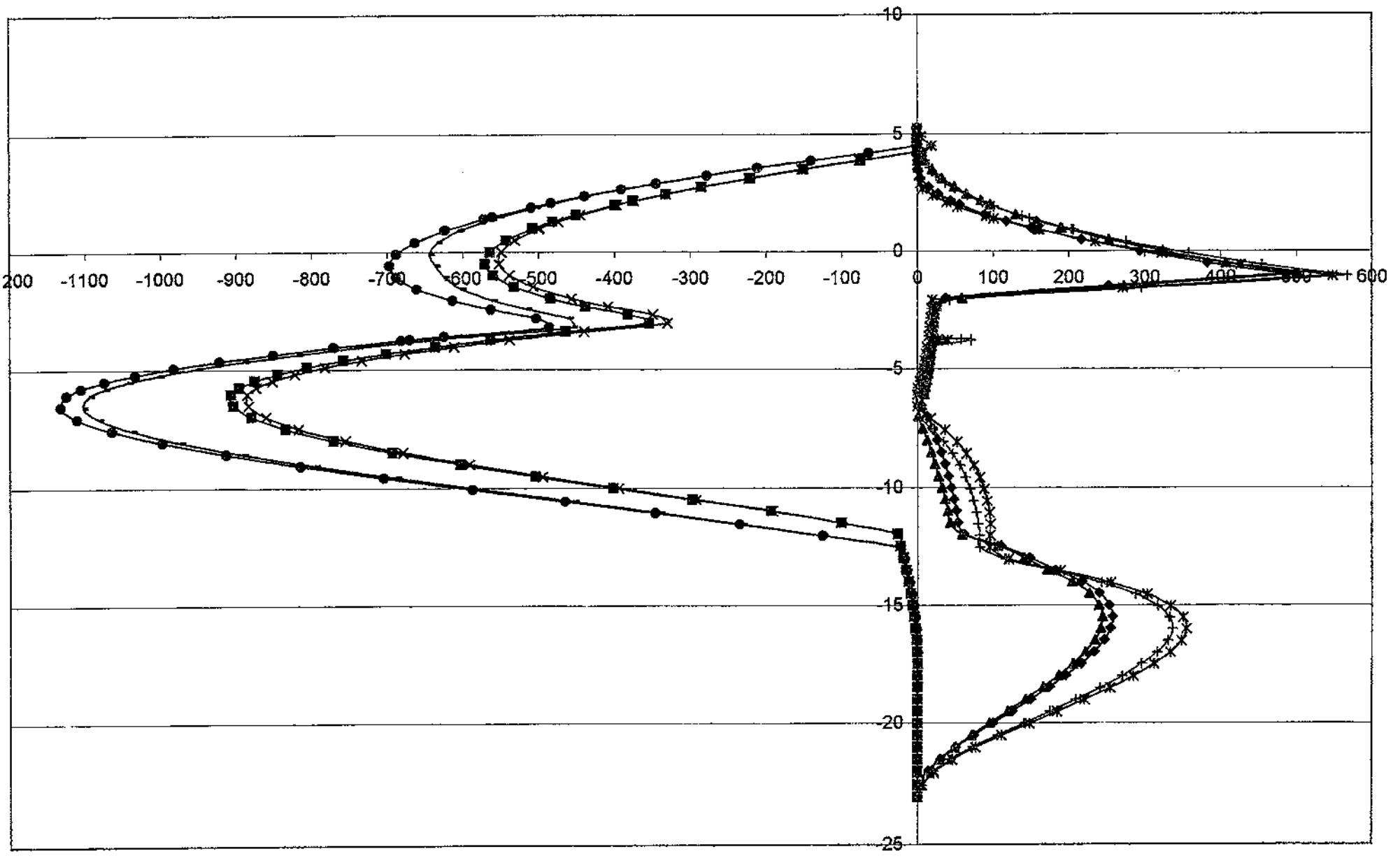


CORTANTES V [kN/m]

V mín relleno inicial — V máx relleno inicial — V máx relleno final — V mín relleno final

P2 TRANSICIÓN TRAMO 2-3
03/06/2004

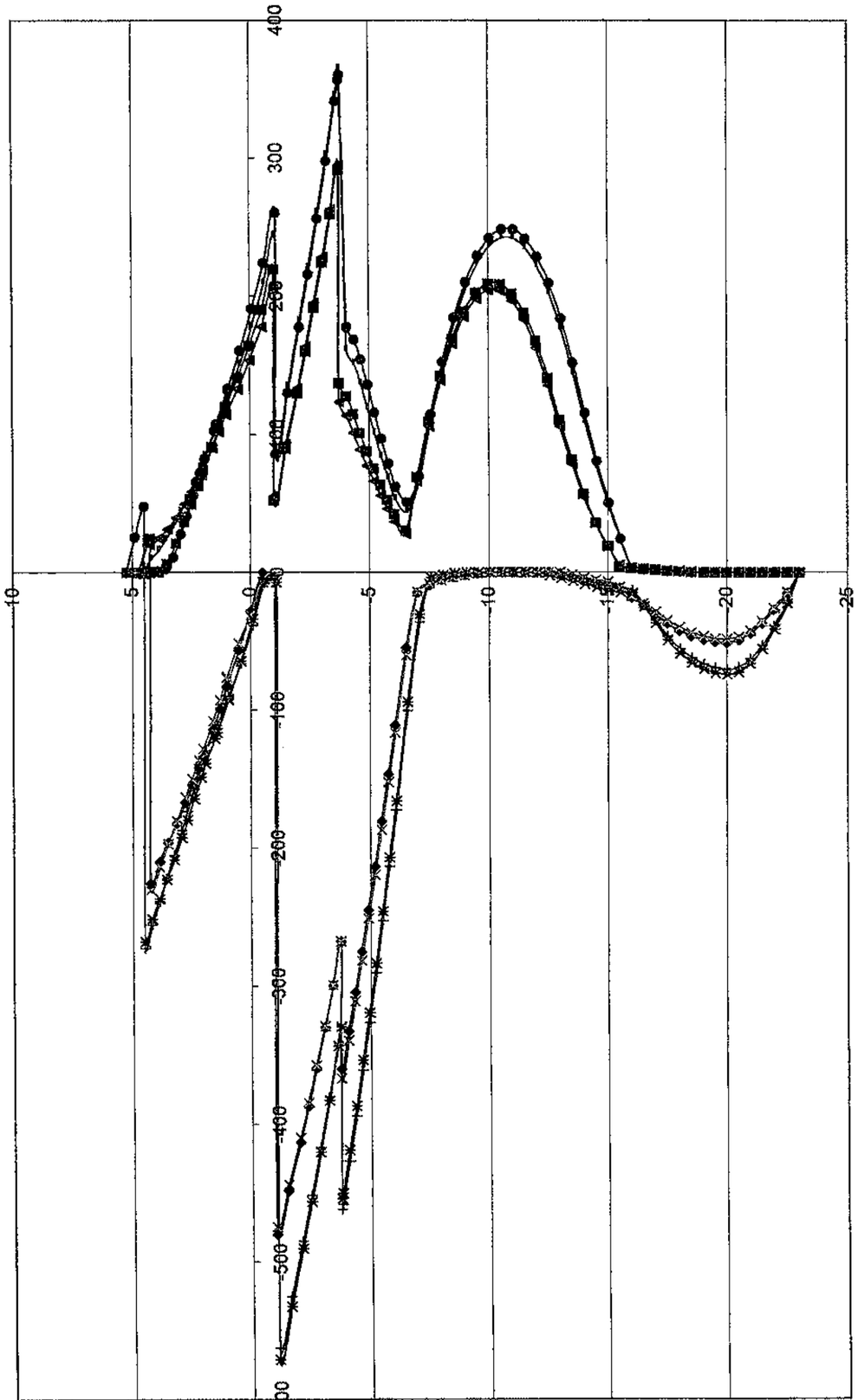
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES TRAMO 2-3



MOMENTO [kN·m/m]

M máx relleno inicial S.INT. — M mín relleno inicial S.INT. — M máx relleno final S.INT. — M mín relleno final S.INT.
M máx relleno inicial S.FIN — M mín relleno inicial S.FIN. — M máx relleno final S.INT. — M mín relleno final S.INT.

CIÓN TRAMO 2-3
03/06/2004



NOTAS DE ARMADO

I/ FLEXIÓN

B/ INTRADÓS

- Pico de momento $mu = 1182,41$ kN·m/m

  $md = 1698,62$ kN·m/m

  $A_s \geq 525$ cm²/m

  en todo el intrados $A_s = 262,5$ cm² → $30\phi25 + 25\phi25$

- Momento último con $30\phi25$ ($c = 0,11$ m)

  $A_s = 29,454$ cm²/m

  $mu = 1081,90$ kN·m/m

  $mu_{MIN} = 724,87$ kN·m/m

  Si frem $mu < 720$ kN·m/m para $z \leq -10,00$ m a partir de este pto

  anclaje + decalaje una reflexión de $\phi25$, que dan llegar hasta

  $z = -10,00 - \frac{2,00}{h} - \frac{4,0 - 0,5}{d} \frac{}{} = -12,50$ m

- Momento último con $20\phi25$ ($c = 0,11$ m)

  $A_s = 19,636$ cm²/m

  $mu = 734,13$ kN·m/m

  $mu_{MIN} = 489,42$ kN·m/m

  Si frem $mu < 485$ kN·m/m para $z \leq -11,00$ m a partir de este pto

  anclaje + decalaje de los $\phi25$, que deben llegar hasta $z = -11 - \frac{2,0}{h} \frac{4,0 - 0,5}{d} \frac{}{}$

  $z = -13,5$

• Momento último con 3 Ø25 Ci=0,11m

m_{uk} = 724,27 KN·m/m

Si tiene $m_{uk} \leq 720$ KN·m/m para $z \geq 4{,}00$m, las barras deben llegar hasta $z = 4{,}00 + \underbrace{1{,}00}_{\ell_b} + \underbrace{1{,}00}_{d} + \underbrace{0{,}50}_{\ell} = 3{,}50$m

b) INTRADÓS

• Pico de momento m_{uk} = 567,72 KN·m/m

m_{ud} = 851,58 KN·m/m

$A_s \geq 24{,}7$ cm²/m

En todo el batedor $A_s \geq 1235$ cm² → 30Ø25

• Momento último con 4Ø25

A_s = 19,635 cm²/m Ci=0,11m ← Recubrimiento mecánico)

m_u = 734,13 KN·m/m

m_{uk} = 489,42 KN·m/m

Si tiene $m_{uk} \leq 485$ KN·m/m para

a) $z \leq -4{,}00$, — las barras deben llegar hasta $z = -4{,}00 - 1{,}00 - 1{,}00 - 0{,}50 = -6{,}50$m

b) $z \geq 4{,}00$ — las barras deben llegar hasta $z = 4{,}00 + 1{,}00 + 1{,}00 + 0{,}50$

$z = 3{,}50$m

II) EN CORTANTE

Pico de cortante V_{uk} = 571,13 KN/m

V_d = 857 KN/m

A_s = 6Ø25/m (Caso mínimo) A_s = 29,454 cm²/m

$A_d \geq 20{,}1$ cm²/m/m

En todo el tablero: 100,5 cm²/m

Tomando planos a 0,15m → 15,075 cm²/plano

Tomando 8 ramas/plano → 188,4 cm²/rama — 8 ramas Ø16 a 0,15

• Cortante último con 8 ramas Ø12 a 0,15

A_s = 4Ø25 → A_s = 19,635 cm²/m

A_d = 12,064 cm²/m/m

V_{u2} = 618,32 KN/m

En valor característico V_{uk} = 412,21 KN/m

Si tiene $V_{uk} \leq 410$ KN/m para $z \leq -5{,}00$m (Incluye descalce de medio canto útil)

III) PUNZONAMIENTO ETE

Carga máxima puntales: n_e = 850 KN/m

N_d = 1,50 × 2,50m × 850 KN/m = 3187,5 KN/puntal

Esfuerzo máximo de punzonamiento

$\frac{f_{cd} \cdot t_t}{u_0 \cdot d} \leq t_{rd}$ — $t_{rd} = 0{,}30 \frac{25}{1{,}50} = 5{,}0$ MPa

Placa de apoyo del puntal: 0,75 × 0,75 — u = 3,0m

d = 0,85m (con lado equivo)

Sustituyendo valores

$\frac{3,20\ MN}{3,04 \cdot 0,85 m} = 1,25\ MPa < f_{td}$ (OK!)

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

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

No hace falta armadura de punzonamiento si

$V_{Sd,ef} \leq V_{rd} \cdot u_1 \cdot d$

$d = 0,85m$

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

$V_{d,ef} = 3,20\ MN$

$\xi = 1,485$

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

$A_{sy} = 6\phi 25 + 6\phi 25 + 5\phi 25 = 83,452\ cm^2/m$ $\rho_y = 0,0083452$

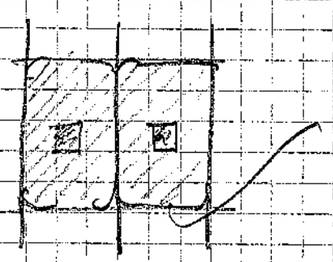
$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,005913$ $\rho_l = 0,005913$

Sustituyendo valores $V_{rd} = 0,12 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,005913 \cdot 25)^{1/6} = 0,437\ MPa$

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario que se cumpla la condición

$u_1 \geq \frac{V_{d,ef}}{V_{rd} \cdot d} = \frac{3,20}{0,437 \cdot 0,85} = 8,6m$

Perímetro crítico:



Como $u_1 <$ u crítico → no hace falta armadura de punzonamiento.

CUBIERTA

I) PK 706+240 a 706+304,8

Idéntica a la cubierta del tramo Feria-Colector

Pretiles de 0,40 + losa "vierteaguas" de 0,40 | Mismas luces y

Canto total $h = 0,80m$ | mismas cargas!!

II) PK: 706+304,8 a 706+336

$b_0 = 1,00m$ (0,45m + 0,55m)

Relleno de ficha: $8,50 - 4,335 = 4,165m \approx 4,50m$

Construcción evolutiva:

1ª etapa: Sección resistente pretil $h = 0,45m$ $L_c = 12,50m$

Acciones: g_1

g_1 ← Hormigón fresco

s_c ← Sobrecarga de construcción ($1\ kN/m^2$)

Solución: Sección resistente: losa $h = 1,00m$ $L_c = 13,00m$

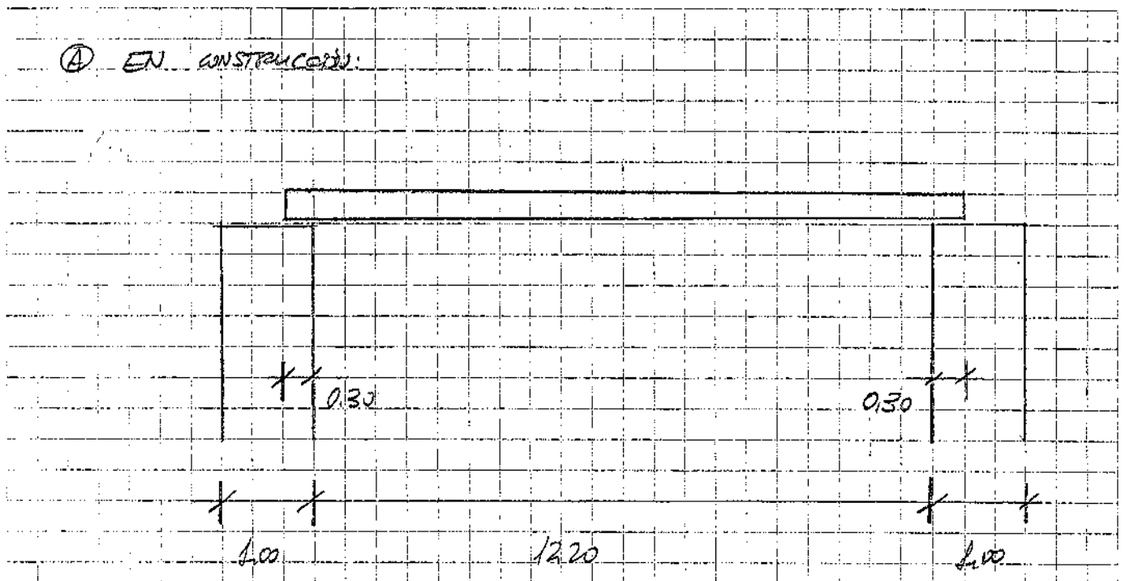
Acciones: g_1

Relleno ficha

s_c uso ($10\ kN/m^2$)

CÁLCULO POR 1ºM DE LONGITUD

Ⓐ EN CONSTRUCCIÓN:



Luz de cálculo considerada $L_c = 12,75$ m (Despreciamos margen de error en el apoyo)

Acciones:

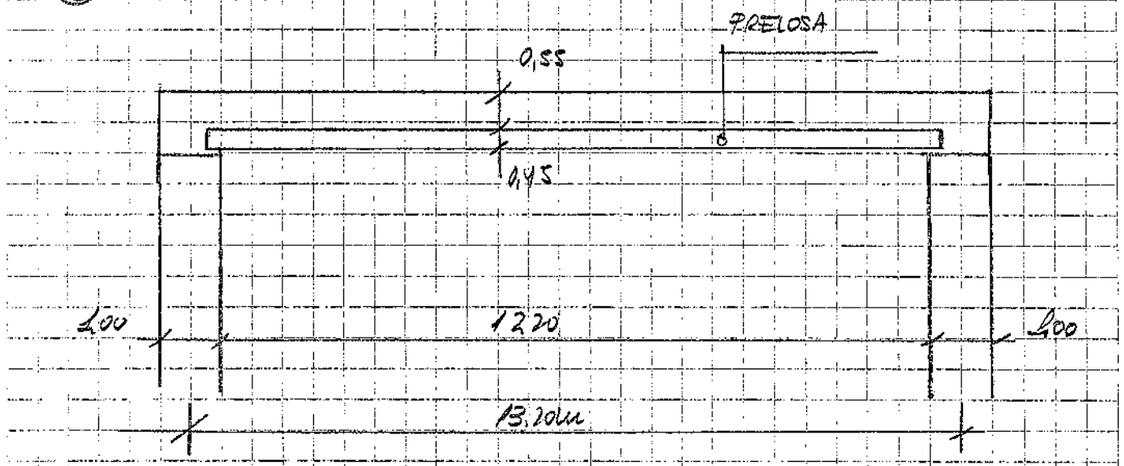
- g_1: $h = 0,45$ m $g_1 = 0,45\ m^2/m \times 25\ kN/m^3 = 11,25\ kN/m/m$
- g_1': $h' = 0,55$ m; $g_1' = 0,55\ m^2/m \times 25\ kN/m^3 = 13,75\ kN/m/m$ (Incluye formalla)
- sc: $q = 4,0\ kN/m^2 = 4,0\ kN/m/m$

CUADRO RESUMEN

	M_c [kN·m/m]	V [kN/m]	V [kN/m] (A 1 canto útil)	
g_1	228,60	71,72	66,66	
g_1'	279,4	87,66	81,47	
q	20,3	6,375	5,925	
Total...	758,16	237,9	221,00	ELU
Total...	528,3	165,76	154,0	ELS

Combinación de diseño $1,35 g_1 + 1,50 g_1' + 1,50 q$ (← es la más alta)

Ⓑ EN SERVICIO



Acciones:

- g_1: $h = 1,00$ $g_1 = 25\ kN/m/m$
- g_1: $h = 4,50$ m $g_1 = 4,50 \times 20\ kN/m^3 = 90\ kN/m/m$
- $q = 10\ kN/m/m$

CUADRO RESUMEN

	M_c [kN·m/m]	V [kN/m]	V [kN/m] (a 1 canto útil)	
g_1	544,50	165	140	
g_1	1960,2	594	504	
q	217,8	66	56	
Total...	3457,58	1212,75	1029	ELU
total...	27225	825	700	ELS

Combinación de diseño en flexión: $0,35 g_1 + 1,00 (g_1 + q)$
Es el margen que queda por encima

Combinación de diseño en cortante $1,35 g_1 + 1,50 (g_1 + q)$

EN CONSTUCCIÓN: L= 12.75 m

Sección resistente: PRELOSA

Dimensionamiento en ELU			
Md=		758.16	kN·m/m
Canto h=		0.45	m
recubrimiento mecánico r=		0.0835	m
Hormigón	HA-	30	MPa
Ancho	b=	1.00	m
Lim. el.	fyd=	434.78	MPa
Módulo def.	Ec=	28576.79	MPa
U0=		6.23	MPa
Us1=		2.62	MPa
As=		60.24	cm2
M crit=		856.30	kN·m/m
As disp=		145.50	cm2

Comprobación en Servicio:					
Mk=		528.3	kN·m/m		
FISURACIÓN:					
n=		6.999			
ro1=		0.040			
Prof f.n.	X=	0.190	m	X=	0.518 d
I fisurada	If=	0.00545857	m4		
I íntegra	I=	0.00759375			
Proporción	If=	71.88	% de I		
Estado tensional:					
Compr. Máx hormigón:		18.36	MPa		
Tensión armaduras:		119.73	MPa		
Tens residual:		315.05	MPa		
Flecha máx:		55.148	mm		

EN SERVICIO:

Sección resistente: LOSA

Dimensionamiento en ELU			
Md=		3457.58	kN·m/m
Canto h=		1	m
recubrimiento mecánico r=		0.0835	m
Hormigón	HA-	25	MPa
Ancho	b=	1.00	m
fyd=		315.05	MPa
U0=		12.98	MPa
Us1=		4.58	MPa
As=		145.39	cm2
M crit=		4462.35	kN·m/m

ARMADURA A DISPONER:

As= 145.50 cm2 cada 1.00m
As= 174.60 cm2 cada 1.20m

↓

36φ25/prelosa

Can Punte 4-Junio-2004

VERIFICACIÓN CORTANTE

(A) EN CONSTRUCCIÓN

VA = 221,00 kN/m

fck = 30 MPa

Longitud de anclaje de 1φ25 $lb = 13 \cdot 2,5^2 = 81,25 cm^2$

a 1 canto útil del apoyo se lleva anclada la mitad de As/2

Capas de φ25

$A_s = \frac{36\phi 25}{2} \cdot 8,552 cm^2/Lcm = 72,692 cm^2/m$

$A_d = 0$ → No hace falta armadura de cortante en construcción

(B) EN SERVICIO

Vd = 1029 kN/m

fck = 25 MPa

a 1 canto útil de borde de apoyo se anclan con las dos capas de φ25 efectivamente anclados → $A_s = 147,27 cm^2/m$

$A_d = 17,42 cm^2/m$

en 1,20m → $A_d = 20,904 cm^2/m$/prelosa

Disponiendo 2 planos de cercos 10,452 cm^2/m en cada plano

→ Basta con 1c φ10 a 0,15 en cada banda de cercos

→ Se disponen en toda la longitud

NOTE BOOK

SECCIÓN INTERMEDIA

h = 1,00m (0,45m + 0,55m)

Relleno tierras: 4,50m (aprox) + del lado seguro

CONSTRUCCIÓN EN VOLADIZO:

Ejecución: Sección resistente: prisa h = 0,45m Lc = 11,90m

Acciones gL:

gL = Hormigón fresco

Sc = Sc de construcción (1 KN/m²)

Servicio: Sección resistente: losa h = 1,00m Lc = 12,60m

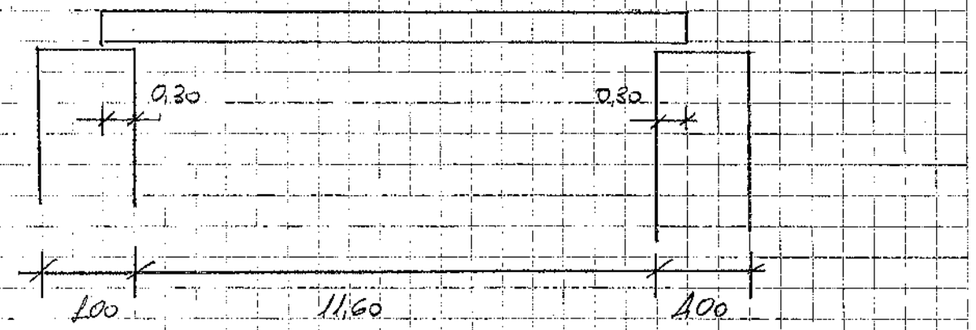
Acciones: gL

Relleno tierras

Sc uso (1,0 KN/m²)

CÁLCULO POR 1,0m de LONGITUD

④ En CONSTRUCCIÓN:



Luz de cálculo considerada Lc = 12,00 (en construcción) + Pequeño margen de error en el apoyo

Acciones:

- gL: h = 0,45m ; gL = 0,45 m²/m · 25 KN/m³ = 11,25 KN/m/m
- gL' h = 0,55m ; gL' = 0,55 m²/m · 25 KN/m³ = 13,75 KN/m/m
- Sc: q = 1,0 KN/m² → 1,0 KN/m/m

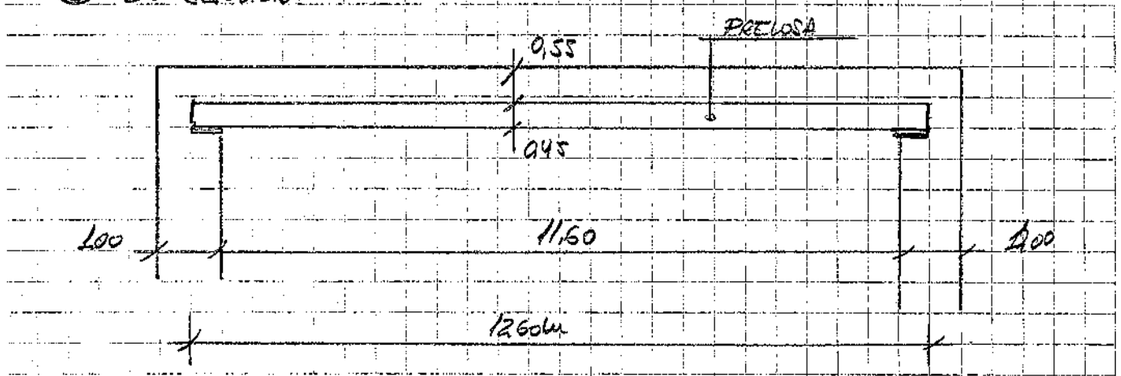
CUADRO RESUMEN:

	M (KN·m/m)	V (KN/m)	V (KN/m) A 1 canto útil	
g'	202,5	67,5	62,4375	
gL'	247,5	82,5	76,31	
q	18,0	6,00	5,55	
Total	671,625	223,89	207,01	ELU
Total	468,00	156,0	144,25	ELS

Combinación de diseño: 1,35 gL + 1,50 gL' + 1,50 q (+ no es limitante)

Can Tunis 9 Junio 2004

⑧ EN SERVICIO:



Acciones:

- g_1: $h = 2{,}00$ m $g_1 = 25$ kN/m³ · 1,00 m = 25 kN/m/m
- g_t → $h = 4{,}50$ m $g_t = 4{,}50$ m · 20 kN/m³ = 90 kN/m/m
- $q = 10$ kN/m/m

CUADRO RESUMEN:

	M [kN·m/m]	V [kN/m]	V [kN/m]	a 1 canto útil
g_1	496,25	157,5	122,09	
g_t	1786,05	567,0	439,52	
q	198,45	63,00	48,835	
Total...	3150,4	1157,625	897,84	ELU
Total...	2480,625	787,5	610,44	ELS

Combinación de diseño en flexión: $0{,}35 g_1 + 1{,}5 (g_t + q)$

El 0,35 es el margen de seguridad que aplica por cubrir

Combinación de diseño en cortante: $1{,}35 g_1 + 1{,}50 (g_t + q)$

③ 8/5

EN CONSTUCCIÓN: L= 12 m

Sección resistente: PRELOSA

Dimensionamiento en ELU			
Md=		671.625	kN·m/m
Canto h=		0.45	m
recubrimiento mecánico r=		0.0835	m
Hormigón	HA-	25	MPa
Ancho	b=	1.00	m
Lím. el.	fyd=	434.78	MPa
Módulo def.	Ec=	27264.04	MPa
U0=		5.19	MPa
Us1=		2.38	MPa
As=		54.66	cm2
M crit=		713.59	kN·m/m
As disp=		129.00	cm2

Comprobación en Servicio:					
Mk=		468	kN·m/m		
FISURACIÓN:					
n=		7.336			
ro1=		0.035			
Prof f.n.	X=	0.185	m	X=	0.505 d
I fisurada	If=	0.00522786	m4		
I íntegra	I=	0.00759375			
Proporción	If=	68.84	% de I		
Estado tensional:					
Compr. Máx hormigón:		16.58	MPa		
Tensión armaduras:		119.04	MPa		
Tens residual:		315.74	MPa		
Flecha máx:		47.358	mm		

EN SERVICIO:

Sección resistente: LOSA

Dimensionamiento en ELU			
Md=		3150.4	kN·m/m
Canto h=		1	m
recubrimiento mecánico r=		0.0835	m
Hormigón	HA-	25	MPa
Ancho	b=	1.00	m
fyd=		315.74	MPa
U0=		12.98	MPa
Us1=		4.08	MPa
As=		129.15	cm2
M crit=		4462.35	kN·m/m

ARMADURA A DISPONER:

As= 129.15 cm2 cada 1.00m
As= 154.98 cm2 cada 1.20m

32 Φ25 / prelosa

VERIFICACIÓN CORTANTE

(A) EN CONSTRUCCIÓN:

V_d = 207,01 kN/m

f_{ck} = 25 MPa

Longitud de anclaje de las $\phi 25$ l_b = 15 · 2,5 = 93,75 cm

a 1 canto útil del apoyo se hacen anclada la mitad de las 2 capas de $\phi 25$

$A_s = \frac{32\,\phi 25}{2} = 78,544\ cm^2 / 1,20m = 65,45\ cm^2/m$

$A_{\alpha} = 0$ ← No hace falta armadura de cortante en construcción

(B) EN SERVICIO:

V_d = 897,34 kN/m

f_{ck} = 25 MPa

(a 1 canto útil del borde del apoyo derecho, donde van todas las capas de $\phi 25$ eficazmente anladas) A_s = 130,91 cm²/m

$A_{\alpha d}$ = 14,24 cm²/m

en 1,20m → 17,09 cm²/m/prelosa

Disponiendo dos planos de cercos → 8,544 cm²/m en cada plano

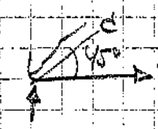
→ Basta con 1 c ϕ10 a 0,15 en cada banda de cercos

→ se disponen en toda la longitud

Desviación en la última biela de cortante (caso más desfavorable) L_c = 13,20m)

V_d = 1029 kN/m

Tomando biela a 45°



$T_d = V_d$ = 1029 kN/m

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{1,03\ MN/m}{400\ MPa} = 25,75\ cm^2/m$ → (Se ampla solapadamente en la prelosa)

→ 7 ϕ25 por prelosa

CUANTÍAS MÍNIMAS DE CORTANTE

$A_{\alpha} \geq 0,02 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b_o$ (α = 90°)

Sustituyendo valores: $A_{\alpha} \geq 0,02 \cdot \frac{25/1,5}{400} \cdot 1,00 = 8,33\ cm^2/m/m$

En 1 prelosa de 1,20m

$A_{\alpha} \geq 9,999 \approx 10\ cm^2/m$ ← Se amplía solapadamente

SEPARACIÓN MÍNIMA de los cercos:

$V_{u1} = f_{00} \cdot 10\ MPa \cdot 1,00\ (1,0 - 0,085) \frac{1}{2} = 4,5725\ MN/m$

$f_{1,cd} = 0,60\, f_{cd} = 0,60 \frac{25}{1,5} = 10\ MPa$

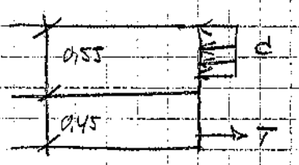
Como V_d amplía $\frac{1}{5} V_{u1} \leq V_d \leq \frac{2}{3} V_{u1}$ → $S_t \leq 0,60 d$ =

$= 0,60(1 - 0,085) = 0,55m$

Además disponiendo los cercos a 0,15m → la amplía se condiciona solapadamente

RASANTE EN LA JUNTA ENTRE HORMIGONES.

Armadura en tracción $A_s = 147,27\ cm^2/m$ (caso más desfavorable)



$T = A_s \cdot f_{yd} = 147,27 \cdot 434,8 MPa = 6,403 MN$

$y = 0,452 m$ ← Todo el bloque de compresiones cabe alojado en el hormigón "in situ"

Tensión rasante nueva (Junta elástica) — cuantía mínima

$\frac{A_{st}}{S_p} \geq \frac{0,50}{f_{yd}} = 9,5 cm^2/m/m$

$\tau_{nd} = \frac{6,403\ MN/m}{1 \cdot 0,64 m} = 1,00\ MN/m^2/m$

Se cumple sobradamente.

Tensión rasante resistente

$\tau_{rd} = B\, f_{ctd} + \frac{A_{st}}{S_p} f_{yd} (\mu \sin\alpha + \cos\alpha) + \mu \sigma_{cd} \leq 0,25\, f_{cd}$

$B = 0,40$ } Superficie rugosa
$\mu = 0,90$ }

$A_{st} =$ 4 ramas $\phi 10$ a 0,15 en 1,20m → $A_{st} = 17,44 cm^2/m/m$

$A_{st}/S_p = 17,44 cm^2/m/m$

f_{ctd}: $f_{ctk} = 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 1,795 MPa$

$f_{ctd} = 1,197 MPa$

$\tau_{rd} = 0,40 \cdot 1,197 + 17,44 \cdot 10^{-4} \cdot 400 (0,90 \cdot 1,0) = 1,107\ MN/m^2$

Limitación $\tau_{rd} < 0,25 f_{cd} = 0,25 \frac{25}{1,50} = 4,167 MPa$ (OK)

Como $\tau_{nd} = 1,00\ MN/m^2 < \tau_{rd} = 1,107\ MN/m^2$

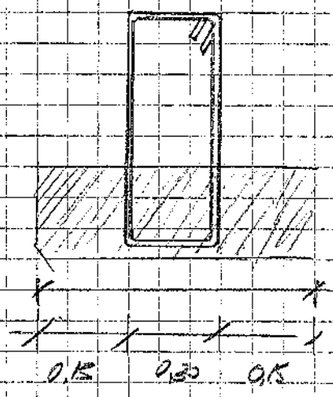
con la armadura dispuesta para cortante se cubren los requerimientos de armadura a cizalla

(7)

NOTE BOOK

RASANTE "ALAS-ALMAS"

Profundidad del bloque de compresiones $y = 0,452 m$



Comprobaciones en los laterales:

$C_{lat} = T \frac{0,15}{0,60} = \frac{176,72\ cm^2}{2} 434,8 MPa \frac{0,15 m}{0,60 m} = 0,960 MN$

En 0,60m, en modo precoz

$a_c = 6,40 m$

$S_d = \frac{0,96 MN}{6,40 m} = 0,15\ MN/m$

Comprobaciones:

a) Agotamiento por compresión oblicua en el plano.

$S_{u1} = 0,5\, f_{1cd} \cdot h_0$

$f_{1cd} = 0,60 \frac{25}{1,50} = 10 MPa$

$h_0 = 0,45 m$

$S_{u1} = 0,50 \cdot 10 MPa \cdot 0,45 m = 2,25\ MN/m >> S_d$ (OK)

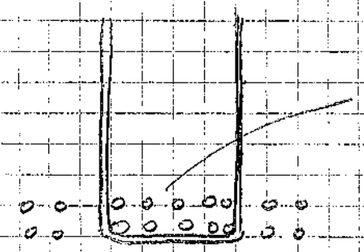
b) Tracciones $S_{u2} = A_p \cdot f_{yd} \geq S_d$

$A_p \geq \frac{S_{u2}}{f_{yd}} = \frac{0,15 MN/m}{400 MPa} = 3,75 cm^2/m$ → Si cubre con la cuantía geométrica mínima

(D)

NOTE BOOK

RASANTE ARMADURAS



Dentro del cajeo se colocarán 5 grupos de 2 ϕ25

Fuera del cajeo: 2 grupos 2 ϕ25 a cada lado del cajeo

$A_s = 4 \times 4{,}909\ cm^2/\phi 25 = 19{,}636\ cm^2$

$T = A_s \cdot f_{yd} = 19{,}636\ cm^2 \cdot 10^{-4} \frac{cm^2}{m^2} \cdot 434{,}8\ MPa = 0{,}854\ MN$

$S_d = \frac{0{,}854\ MN}{6{,}40\ m} = 0{,}133\ MN/m$

$A_s \geq \frac{0{,}133\ MN/m}{400\ MPa} = 3{,}335\ cm^2/m \rightarrow \phi 10\ a\ 0{,}15$

ESTABILIDAD GLOBAL DE LA CUBIERTA (Hoja más desfavorable)

Verificación frente al axil introducido por el apoyo de las pantallas

$A = 1{,}0 \times 1{,}0 = 1{,}0\ m^2/m$

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

$i_c = \sqrt{I/A} = 0{,}2887\ m$

Esbeltez mecánica $l_0 = \beta \ell = 1{,}00 \cdot 13{,}20 = 13{,}20\ m$

$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{13{,}2\ m}{0{,}2887\ m} = 45{,}73$

Como $35 \leq \lambda \leq 100$ — Puede usarse el método simplificado de EHE

Excentricidad adicional

$e_a = (1 + 0{,}12\,\beta)(\varepsilon_y - \varepsilon) \frac{h + 20\,e_e}{h + 10\,e_e} \frac{l_0^2}{50\,i_c}$

$l_0 = 13{,}20\ m$

$i_c = 0{,}2887\ m$

$h = 1{,}00\ m$

$\varepsilon_y = 0{,}002174$

$\varepsilon = 0{,}0045$ + 1 cuasipermanente > 70% axil total

β: Factor de arriado : 1,20 (Ver pág. 16 del cálculo de la cubierta del tramo de pruebas)

Intraslacional → $e_e = 0{,}6\,e_2 + 0{,}40\,e_1 \geq 0{,}4\,e_2$ ($e_1 = 0$)

Axil de cálculo: $N_d = 1,50 \cdot 350\ KN/m = 525\ KN/m$

$M_d = 4002,1\ KN \cdot m/m$

$e_2 = \frac{M_d}{N_d} = \frac{4002,1\ KNm/m}{525\ KN/m} = 7,623m \rightarrow e_e = 4,57$

Excentricidad adicional:

$e_a = (1+0,12 \cdot 1,30)(0,002174 + 0,0045) \frac{1+20 \cdot 4,57}{1+10 \cdot 4,57} \frac{13,2^2}{60 \cdot 0,2817} =$

$= 0,184m$

Con lo cual $e_{tot} = e_e + e_a = 4,57 + 0,184 = 4,758m < e_2 = 7,623m$

Dimensionamiento para $N_d = 525\ KN/m$

$M_d = 4002,1\ KN \cdot m/m$

$A_s = 175,77\ cm^2/m < A_{s\,prisk}$ ← (OK!) No hay problema es más favorable considerar el axil.

Si no se considera el axil y por tanto no hay posibilidad de pandeo, son necesarios $147,77\ cm^2/m$. (← es más desfavorable).

CONTROL DE LA ABERTURA DE FISURA

$w_k \leq w_{max}$

$w_{max} = 0,30mm$

$w_k = \beta\ s_m\ \varepsilon_{sm}$

$\beta = 1,70$

$s_m = 2c + 0,25 + 0,40\ k_1 \cdot \frac{\phi}{A_s}$ Ac eficaz

$c = 0,03$ — Recubrimiento hormigón

$s = 0,065m$ ← Para separación entre barras longitudinales

$k_1 = 0,125$

Ac eficaz: $1,00m \cdot 0,1125m = 0,1125\ m^2/m$

- $s_m = 2 \cdot 0,03 + 0,2 \cdot 0,065 + 0,40 \cdot 0,125 \cdot \frac{0,025 \cdot 0,1125}{147,27 \cdot 10^{-4}\ m^2/m} = 0,073m$

Separación media entre fisuras: $\boxed{s_m = 0,085m}$

- $\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s}\left[1 - k_2\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \geq 0,40 \frac{\sigma_s}{E_s}$ ← = 1,0 ← en todos casos

$\sigma_s = 120\ MPa$ ← Ver hoja 4

$\varepsilon_{sm} = \frac{120\ MPa}{2,0 \cdot 10^5\ MPa} = 0,0006$

$w_k = 1,7 \cdot 0,085 \cdot 0,0006 = 0,087mm < w_{max}$ (OK!)

En servicio: $\sigma_s = 235\ MPa$ (aprox) $\rightarrow \varepsilon_{sm} = 0,001175$

$w_k = 1,70 \cdot 0,085 \cdot 0,001175 = 0,17mm < w_{max}$ (OK!)

↑ Las fisuras ya están marcadas, ahora si abren más no cambia la separación entre fisuras.

CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS

LOSA: 18%

En sentido transversal al cálculo de flexión en la cubierta

$h = 0{,}55 \text{ m}^2/\text{m}$

$A_s \geq 0{,}55 \cdot \frac{18}{1000} = 990 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 4{,}95 \text{ cm}^2/\text{m}$ en cada cara y en cada sentido

$\rightarrow$ Ø12 a 0,20 m en ambos sentidos

DETALLE CONEXIÓN CUBIERTA - MURO

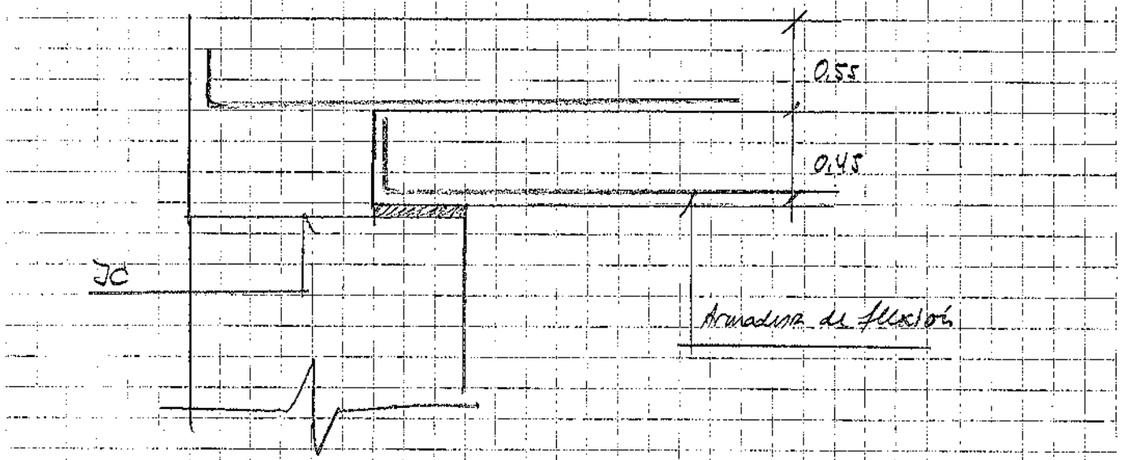
- Armadura necesaria para resistir la última grieta de cortante

$V_d = 1029 \text{ kN/m}$ ← cortante a 1 canto útil

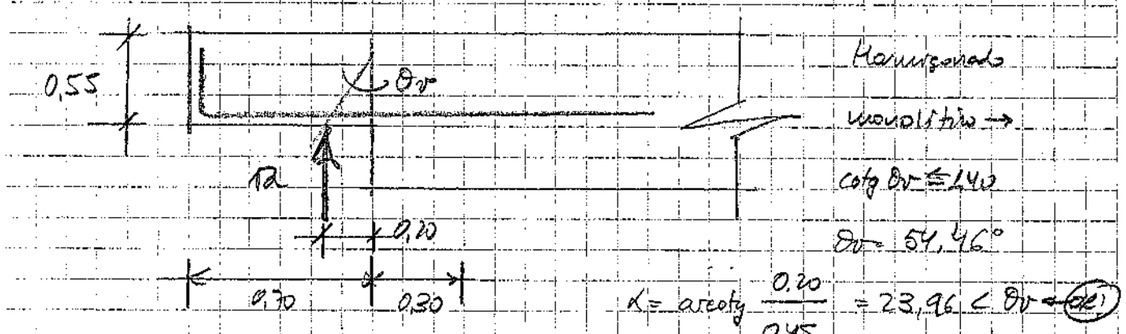
$T_d = V_d$ $T_d = 1029 \text{ kN/m}$

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{1029 \text{ kN/m}}{400 \text{ MPa}} = 25{,}725 \text{ cm}^2/\text{m}$

En 1,20 m → 30,87 cm²/prelosa → 7Ø25/prelosa



Dimensionamiento como ménsula corta:



$d = 0{,}45 \text{ m}$ (= del lado seguro, canto útil de la ménsula)

$d \geq \frac{a}{0,8} \cot g\theta = \frac{0,20}{0,85} \cdot 1,40 = 0,329 m$ como $d = 0,329 m$ (OK!)

$T_{1d} = F_{sd} \cdot tg\theta + F_{hd} = A_s \cdot f_{yd}$

$F_{sd} = 1215 kN/m$

$tg\theta = 0,714$ ← Del lado contra, tomando el ángulo real es menor

$F_{hd} = 1,50 \cdot 90 kN/m = 135 kN/m$

con la axial

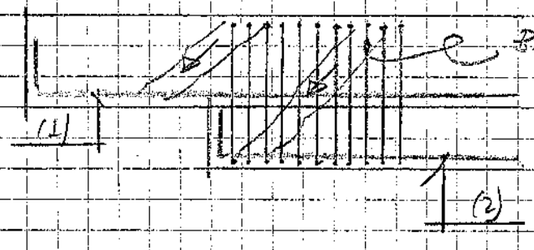
$T_{1d} = 1,215 MN/m \cdot 0,714 + 0,135 MN/m = 1,003 MN/m$

$A_s \geq \frac{T_{1d}}{f_{yd}} = \frac{1,003 MN/m}{400 MPa} = 25,06 cm^2/m$

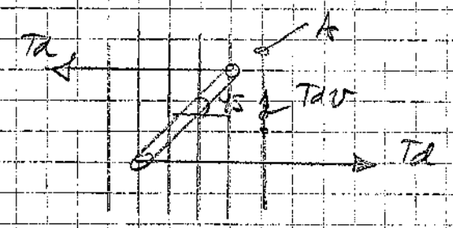
En 1,70m → $A_s \geq 30,076 cm^2$ → 7ϕ25 ← (OK)

Longitud de anclaje de 1 ϕ25 $l_b = 93,75 cm \approx 1,0 m$

Debe transmitirse la carga de las barras de las pilotes a la barra sobre las pilotes



Se debe aumentar un poco la armadura transversal para facilitar la transmisión de cargas entre las barras (1) y (2)



$A_{s(1)} = 28,64 cm^2/m$

$A_{s(2)} > A_{s(1)}$ ← (OK!)

$Td = U = A_s \cdot f_{yd} = 28,64 cm^2/m \cdot 434,8 MPa = 1,245 MN/m$

$Tdv = Td \cdot \frac{tg\,45°}{=1} = Td = 1,245 MN/m$

dispuestos cercos ϕ16 c/0,15 $A_d = 44,70 cm^2/m/m$ } Hacen falta para cortante 29,904 $cm^2/m/m$

Sobran: 23,79 cm^2/m

Para cubrir los 1,245 MN/m hacen falta $A_{sv} \geq \frac{1,245 MN/m}{400 MPa}$

$A_{sv} \geq 31,15 cm^2/m$ → Hacen falta 1,3 m → tomo 1,50 m.

y a partir del extremo se anula el ϕ25

→ cercos ϕ16 a 0,15 en el primer 1,50 m de cada lado

COMPROBACIÓN ARMADURA

Tomando el cortante a L canto útil pero considerando un canto de 0,55m

$V_d = 1029 kN/m$

$d = 0,50 m$ $h = 0,55$, $r = 0,05$ ← Recubrimiento mecánico

$A_s = 7ϕ25$ / pilote $A_s = 29,64 cm^2/m$

$A_d \geq 45,9 cm^2/m/m$ } Vale!!

Hay dispuestos 44,70 cm^2/m

CUBIERTA "IN SITU".

Analizo por 1,00 m de longitud.

Se hacen 2 tramos:

I) desde PK 706+325 a 706+365 → Lc = 14,35m → h = 1,25m

II) desde PK 706+665 a 706+700 → Lc = 15,70m → h = 1,50m

A CORONA:

- Peso propio
- Peso tierras h = 1,50m $q_t = 90\ kN/m^2$
- Sc utilización $q = 10\ kN/m^2$

I) Tramo desde PK 706+325 a 706+365

$g_1 = 1,50 m^2/m \cdot 25\ kN/m^3 = 37,50\ kN/m$

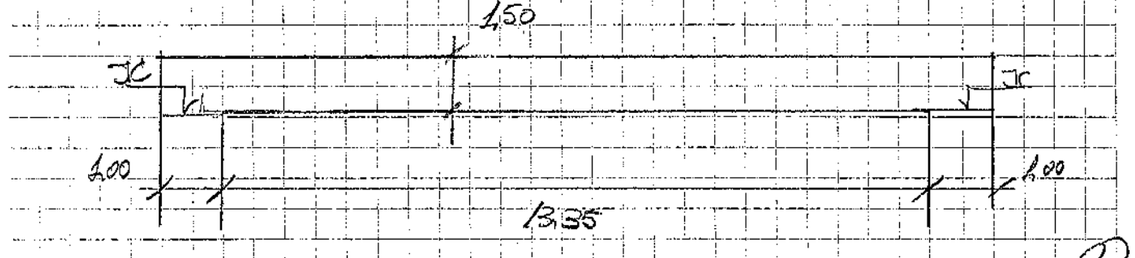
$q_t = 1,50 m^2/m \cdot 20\ kN/m^3 = 90\ kN/m$

$q = 10\ kN/m^2 \cdot 1,0 m^2/m = 10\ kN/m$

$q_d = 1,35(37,50) + 1,50(90+10) = 200,63\ kN/m$

$m_d = \frac{q_d \cdot l_c^2}{8} = \frac{200,63\ kN/m \cdot 14,35^2 m^2}{8} = 5164\ kN \cdot m/m$

$A_s \geq 96,95\ cm^2/m$ → 20 Φ25 pasa.



ESFUERZO CORTANTE

Tomando el cortante a 1 canto útil de la cara del apoyo.

$V_d = 200,63\ kN/m \cdot \left(\frac{13,35}{2} - 1,40\right) = 1058,3\ kN/m$

$A_s = 98,18\ cm^2/m$

$A_d \geq 111,11\ cm^2/m/m$

Tomando 2 planos de cercos por metro: → 5,561 cm^2/m en cada plano

Tomando cercos a 0,20 → 1,111 cm^2/cerco — 0,556 cm^2/rama

Tomando cercos a 0,15 → 0,833 cm^2/cerco — 0,417 cm^2/rama

Tomando cercos a 0,25 → 1,389 cm^2/cerco — 0,694 cm^2/rama

Tomando cercos a 0,30 → 1,667 cm^2/cerco — 0,833 cm^2/rama

Se toman 2 planos de 2c Φ12 a 0,30 /m

Comprobando 2 planos de 2c Φ10 a 0,30 $A_d = 10,5\ cm^2/m/m$

[Obs: cuantía mínima cercos $A_d \geq 0,02 f_{cd}/f_{yd} = 0,02 \frac{25/1,5}{400} 1,00 =$

$A_{d\,min} = 8,33 cm^2/m$]

Cortante último con 2c Φ10 a 0,30 /m

$V_{u_2} = 1028,68\ kN/m$

Si tiene $V_d \leq 1025\ kN/m$ para x de t_d

$V_d = 1025 \geq 200,63\left(\frac{14,35}{2} - x\right) \rightarrow x \geq 2,05 m$

Llevando medio canto útil — $x = 2,05m + \frac{1,40}{2} = 2,75 m$

A partir de los 3,00 del eje — 2c Φ10 a 0,30 pasa.

[Para resistir la última hoja del cortante $A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{1379\ kN/m}{400\ MPa}$

$A_s = 34,5 cm^2/m$

— Hoja con 1 capa Φ25]

Cam Tenth 4-Junio-2024

Armado transversal

a) armado final: 1 Hilo 45 Ø 12 Anclaje cabeza cuadrado en losa de fondo

Cabeza

T= At fyd = 4.909 cm² · 434,8 MPa = 0,2134 MN

Tabla 8.

Cc = 14,35 — ar = 14,35 / 2 = 7,175 cm ← longitud en que puede trabajar

Deducción

(45) 0,2134 MN / 7,175 cm = 0,0446 MN/cm — Descontando seguridad, no es suficiente

Sd = 0,0446 MN/cm / 1,50 = 0,0297 MN/cm² — Beton con Ø16 a 0,15

Ac = Sd / fcd = 0,0297 MN/cm² / 1,33 kN/cm² = 0,02 m² — cuantía mínima geométrica

b) Cuantía mínima geométrica

Losa 2,2 %o

As = 1,50 cm²/m — As = 3000 cm²/m → 13500 cm²/m en cada cara

Se cubre con Ø16 a 0,15 en transversal y

2 Ø20 por cada 2 Ø16 para en longitudinal

ELS Fisuración

Q = 3750 + (90 KN) = 13750 kN/m

M = - Q·L²/8 = - 13750 · 12,75² / 8 = 3539,3 kN·m/m

Vida útil 50 años

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
TRANSICIÓN

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=	10.306	cm2/m	ro2=	0.00073614
d=	1.4	m		
d'=	0.1	m		
c=	0.03	m		
s=	0.16667	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.270	m
X=	0.378	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.093813066	m4
Iint=	0.28125	m4

porcentaje= 33.36 %

ESFUERZOS:

mk= 3539.3 kN·m

Sigma s=	282.805	MPa ← 65% de fyd
m fis=	961.861	kN·m
Sigma sr=	76.857	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	98.18	cm2
Ac, ef=	0.375	m2

Epsilon sm= 0.001309589

sm=	141.08	mm
wk=	0.31	mm ← (OK)

II) Tramo desde PK 706+365 a 706+400

$g_f = 1{,}50 m \times 25 KN/m^3 = 37{,}5 KN/m$

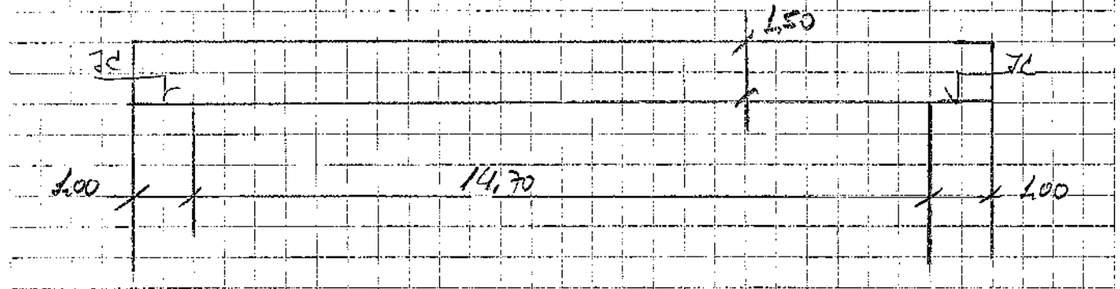
$g_t = 4{,}30 m^2/m \times 20 KN/m^3 = 86 KN/m$

$g = 10 KN/m$

$g_d = 1{,}35(37{,}5) + 1{,}50(86+10) = 194{,}625 KN/m$

$M_d = \frac{g_d \cdot L_c^2}{8} = \frac{194{,}625 \cdot 15{,}70^2}{8} = 5996{,}6 KN\,m/m$

$A_s \geq 115{,}0 cm^2/m \rightarrow 24\phi 25$ pund



EN CORTANTE

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo

$V_d = 194{,}625 \left(\frac{14{,}70}{2} - 1{,}40\right) = 1158 KN/m$

$A_s = 117{,}82 cm^2/m$

$A_d = 12{,}46 cm^2/m/m$

Tomando 2 pasos de cercos por metro: $6{,}23 cm^2/m$ en cada plano

→ se abre con $2\phi 12$ c 0,30 /m

Cortante último con 2c ϕ10 a 0,30/m $A_d = 10{,}467 cm^2/m$

$V_{u_2} = 1060{,}09 KN/m$

Si tiene $V_d \leq 1060 KN/m$ para x de $\frac{15{,}70}{2}$

$1060 \geq 194{,}625\left(\frac{15{,}70}{2} - x\right) \rightarrow x \geq 2{,}40 m$

Decalando media canto útil: $1{,}40/2 = 0{,}70 m$

$x = 2{,}40 + 0{,}70 = 3{,}50 m$

A partir de los 3,50m del eje puede pasarse a 2c ϕ10 a 0,30 pmd

ARMADO TRANSVERSAL

a) Rasantes: Hay 2ϕ25 fuera del arco, a cada lado

$T = A_s \cdot f_{yd} = 9{,}818 cm^2 \cdot 434{,}8 MPa = 0{,}427 MN$

$L_c = 15{,}70 m$

Longitud en que puede redistribuirse el rasante $L/2 = 7{,}58 m$

Rasante $S_d = \frac{1{,}50 \cdot 0{,}427 MN}{7{,}58 m} = 0{,}0845 MN/m$ (del lado seguro, no el cortante)

$S_d = 0{,}0845 MN/m$

$A_t \geq \frac{S_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}0845 MN/m}{400 MPa} = 2{,}11 cm^2/m \rightarrow$ Basta con 1cϕ16 a 0,15

5) Cuantía mínima geométrica (ver hoja ⑤)

ELS. FISURACIÓN: $q = 33{,}50 + (86+10) = 123{,}5 KN/m$

$M_d = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{123{,}5 \cdot 15{,}70^2}{8} = 4113{,}3 KN\,m/m$

ES[illegible]O LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIC [illegible]DE CUBIERTA
TR[illegible]ICIÓN

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=	117.816	cm2/m	ro1=	0.00841543
As2=	16.59	cm2/m	ro2=	0.001185
d=	1.4	m		
d'=	0.1	m		
c=	0.03	m		
s=	0.16667	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.290	m
X=	0.406	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.108839159	m4
Iint=	0.28125	m4

porcentaje= 38.70 %

ESFUERZOS:

mk=	4113.3	kN·m
Sigma s=	275.699	MPa ← 63% fyd
m fis=	961.861	kN·m
Sigma sr=	64.470	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	117.816	cm2
Ac, ef=	0.375	m2

Epsilon sm= 0.001303114

sm=	133.12	mm
wk=	0.29	mm ← OK!

Cm Tunnel — 7. Tunnel - body

TRAMO 2-3 B

Momento último con 4 capas de Ø mpal. 20 Ø25 / pared

$A_s = 58,907\ cm^2/m$ ($h = 1,50 m$) $r = 0,0283 m$ ← (recubrimiento mecánico)

$M_{Rd} = 3397\ kN\cdot m/m$

$M_{Rd,k} = 2265\ kN\cdot m/m$

Q. from $M_{sd} \leq 3395\ kN\cdot m/m$ para:

$q_{pk} = 194,625\ kN/m^2$

$R = 1527,9\ kN/m$

$M_{sd}(x) = 1527,9\,x - 194,625\,\frac{x^2}{2}$

Q. from $M_{sd} \leq 3395$ q_d | $3395 = 1527,9\,x - 97,3125\,x^2$

$97,3125\,x^2 - 1527,9\,x + 3395 = 0$ | $x = 2,68\ m$

$x = 13,02\ m$

← partic. de este pto → anclaje + solución anclar Ø 25 cm mínimo (Lbneq. real)

$2,68 - 1,30 - (1,50 - 0,835) = 0,00$ — Holgura el ojo (apoyo)

MURO DE SALTO Pk: 706+400

CUBIERTA: CE h= 1,50m

Discretización cada 1,00m

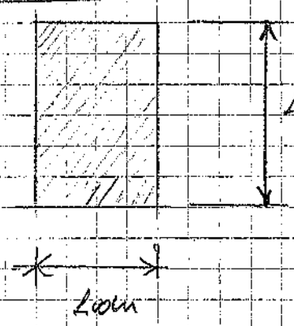
MATERIALES:

HA-25 fck= 25 MPa

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

BARRAS:

CUBIERTA



A= 1,50m²

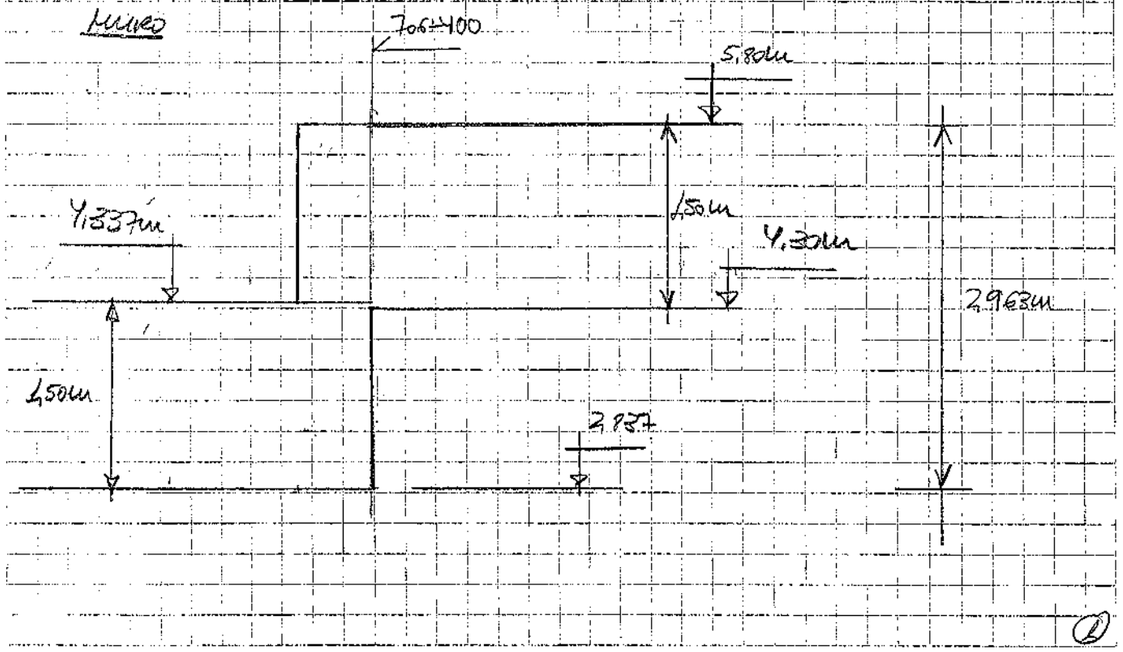
$I_{22} = \frac{1}{12} 1,5^3 \cdot 1,00 = 0,2813\,25m$

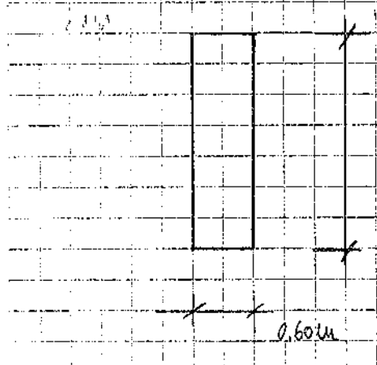
$I_{33} = \frac{1}{12} 1,00^3 \cdot 1,50 = 0,125m$

$J = \frac{1}{2} 0,196 \cdot 1,50 \cdot 1,00^3 = 0,147m^4$

(P EA 95 pag 189)

MURO





A= 1,7778m

$I_{33} = \frac{1}{12} 2,963^3 0,60 = 1,3041m^4$

$I_{22} = \frac{1}{12} 2,963 0,60^3 = 0,0533m^4$

$J = 0,291 \cdot 2,963 \cdot 0,60^3 = 0,1961m^4$

CARGAS:

* TRAMO TRANSICIÓN

$h_{tierra} = 4,50m$ $g_t = 4,5m^2/m \cdot 20 KN/m^3 = 90 KN/m$

$q = 10 KN/m$

* TRAMO FASE I P.17

$h_{tierra} = 3,50m$ $g_t = 3,5m^2/m \cdot 20 KN/m^3 = 70 KN/m$

$q = 10 KN/m$

CONTROL DE REACCIONES

g_L: SAP R= 24.965,5 KN

$V_{hormigón} = 1,50 \times 647,4 = 971,1 m^3$ $g_L = 971,1 \times 25 = 24.277,5 KN$

$\varepsilon = 2,4\%$ OK!

g_t: $S_{RAP} = 52.873,8 KN$

$V_{tierra} = 315,39m^2 \cdot 3,5m + 822,017m^2 \cdot 4,50m = 2597,9m^3$

$g_t = 2597,9m^3 \times 20 KN/m^3 = 51.958,85 KN$

$\varepsilon = 1,7\%$ OK!

q: $R_{SAP} = 6606,2 KN$ $A = 647,4 m^2$ $R = 6474,2 KN$ $C = 2,04\%$

DIMENSIONAMIENTO ZAPATA:

COMB: 1,35 g_k + 1,50 (g_t + q)

En el muro M_d = 14.905 KN.m

Canto total: 2,963m

Dimensionamiento con programas BA52 (r = 0,10m)

A_s = 142,3 cm² → 30 ϕ25

CORTANTE:

* a 1 canto útil (del eje de apoyo, del lado seguro)

V_d = 3420 KN

A_s = 147,27 cm²

Dimensionamiento con programas BA52

$A_d \geq$ 27,54 cm²/m

Anclaje de la reacción en la base inferior: r = 309,03 KN/m

$A_\alpha \geq \frac{930,9 \text{ KN/m}}{400 \text{ MPa}}$ = 0,0007725 m² $A_\alpha \geq$ 7,725 cm²/m

Total: Cortante: 27,54 cm²/m

Anclaje 7,725 cm²/m

Total 35,265 cm²/m → 4 ramas ϕ16 a 0,25

* a 3,00 del eje de apoyo.

V_d = 2502,2 KN

A_s = 147,27 cm² } A_d 18,62 cm²/m

Total.. Cortante 18,62 cm²

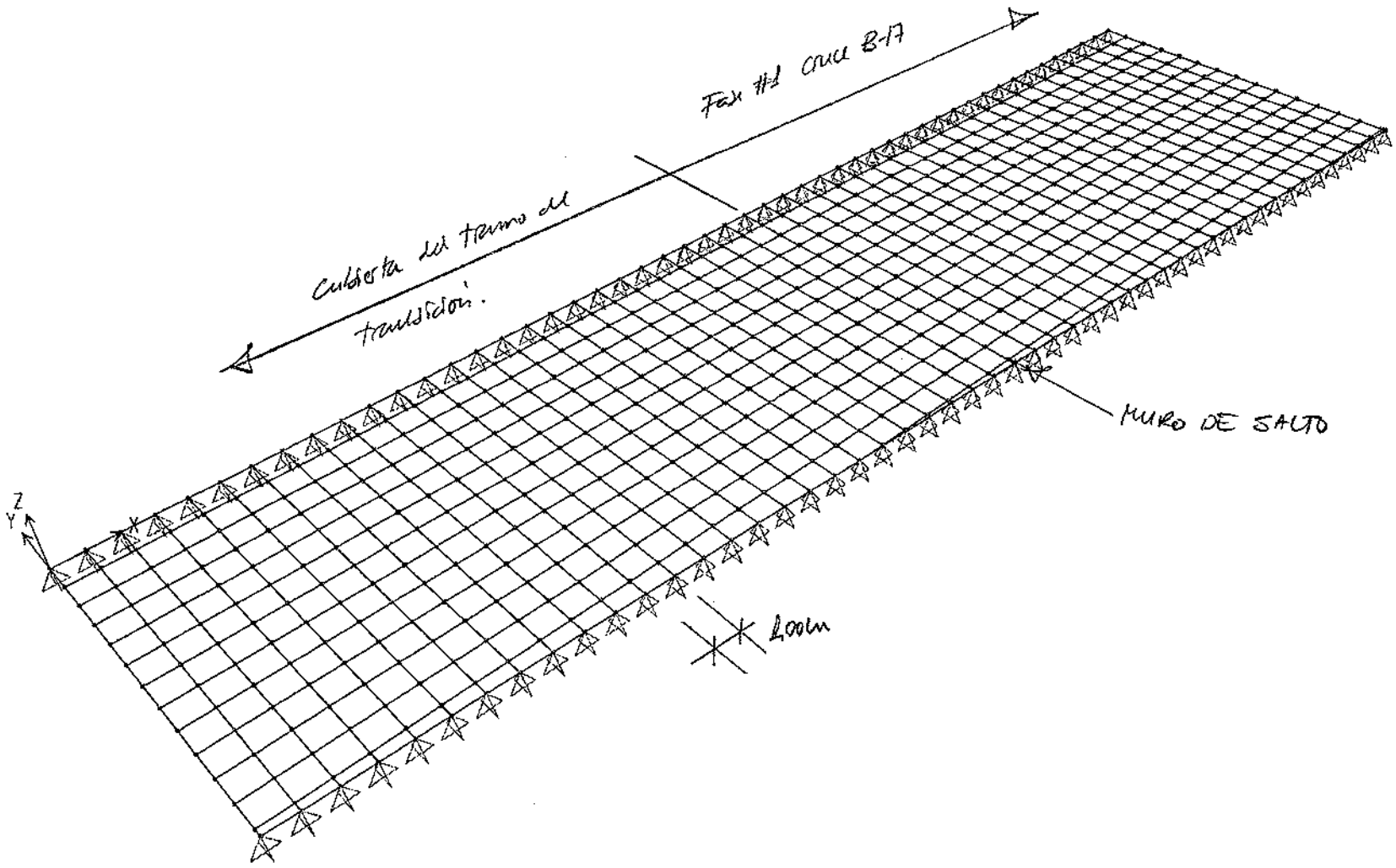
Anclaje 7,725 cm²

Total.. 26,345 cm²/m → 1 c. ϕ20 a 0,20

Desviación de la última biela de cortante

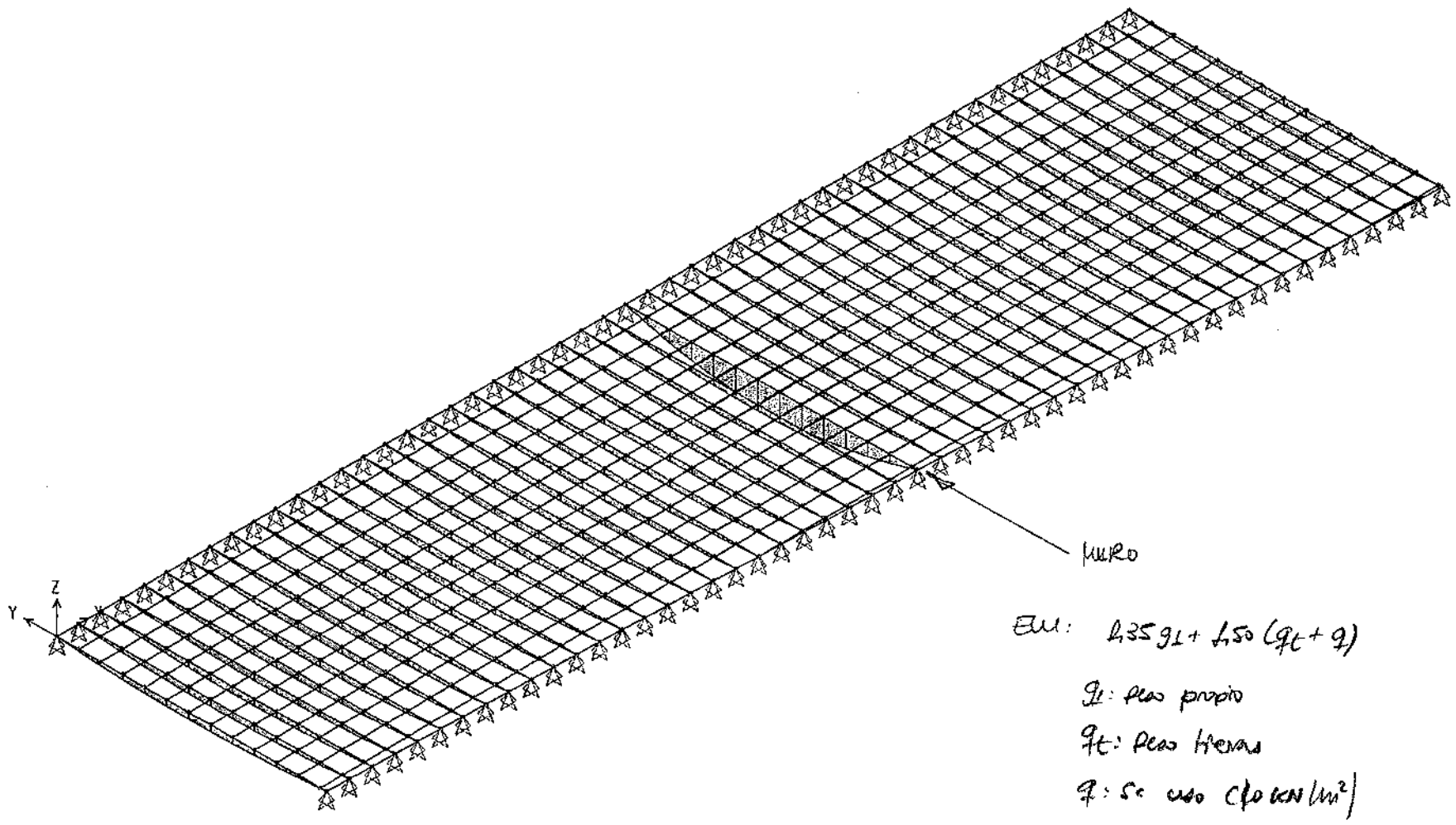
V_d = 2980 KN

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{2980 \text{ MN}}{434,8 \text{ MPa}}$ = 91,54 cm² ← Basta con 20 ϕ25



(1)

SAP2000 v6.11 - File:EMPV1 - 3-D View - KN-m Units



ELU: 1,35 gL + 1,50 (qt + q)

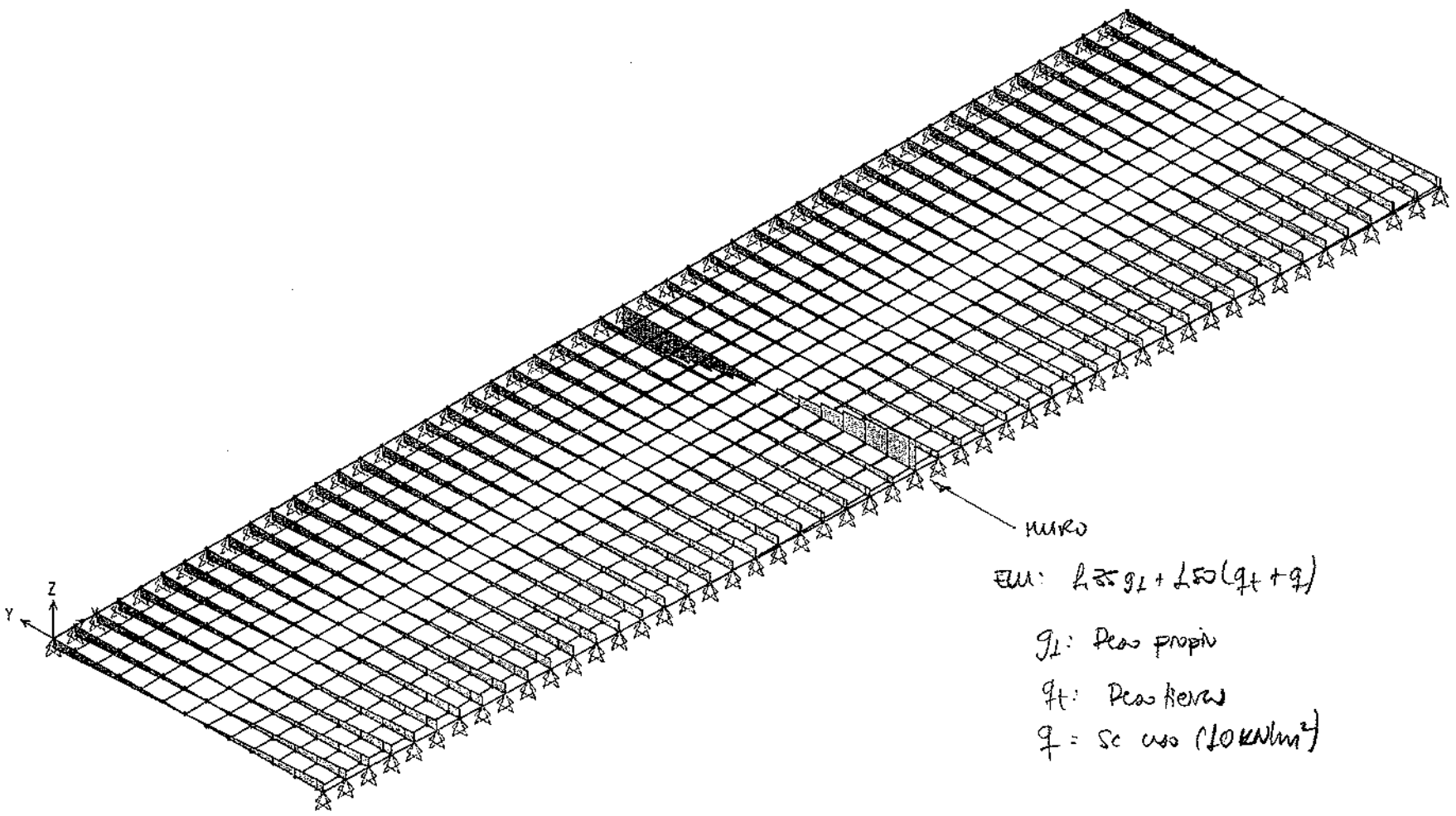
gL: Peso propio

qt: Peso tierras

q: Sc uso (10 kN/m²)

(2)

SAP2000 v6.11 - File:EMPV1 - Moment 3-3 Diagram (COMB1) - KN-m Units



EW: $L = g_L + L(q_t + q)$

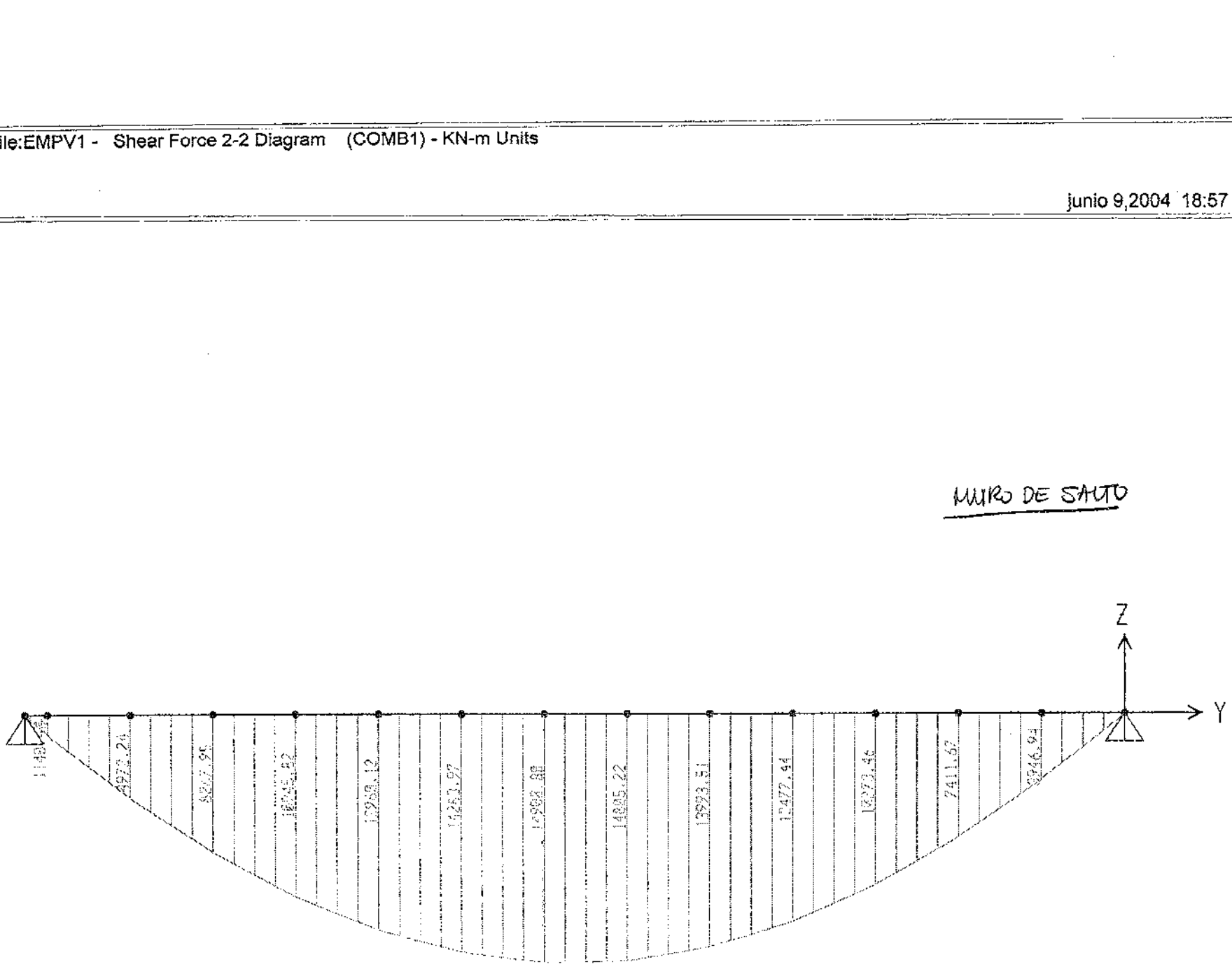
g_L: Peso propio

q_t: Peso Relleno

q = Sc uso (10 KN/m²)

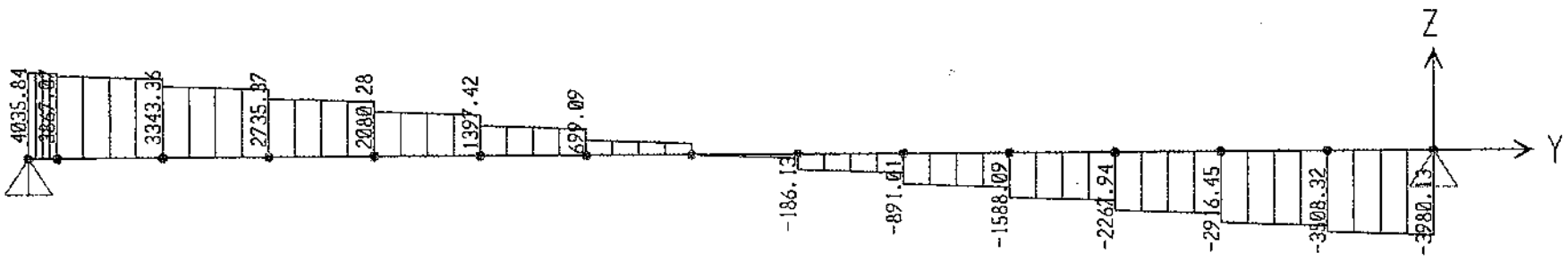
SAP2000 v6.11 - File:EMPV1 - Shear Force 2-2 Diagram (COMB1) - KN-m Units

MURO DE SALTO



SAP2000 v6.11 - File:EMPV1 - Moment 3-3 Diagram (COMB1) - KN-m Units

MURO DE SALTO



CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

CUBIERTA DEL TRAMO DE TRANSICIÓN. JUSTIFICACIÓN DEL CAMBIO DE TIPOLOGÍA.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 21 de junio de 2004

MEMORIA

Bridge
Technologies

Teléfono y Fax : 93 203 04 74

CUBIERTA DEL TRAMO DE TRANSICIÓN. SECCIÓN DE CAMBIO DE TIPOLOGÍA.

1. ANTECEDENTES.

En el tramo del Falso Túnel de Can Tunis de transición entre las "U"^{es}" de entrada a cielo abierto y el tramo de cruce con la carretera B-17, de Barcelona la enlace con el Aeropuerto, se va ampliando la luz libre entre pantallas, lo que provoca un aumento considerable de los esfuerzos que solicitan la losa de cubierta.

La idea es ejecutar la cubierta a base de prelosas y losa de compresión "in situ" , tal y como se ha planteado para la mayor parte del Falso Túnel de Can Tunis (salvo cruces con carreteras), hasta que la luces sean tales que impidan un uso de prelosas con cantos y armados razonables. A partir del momento en que las prelosas dejan de ser aconsejables se plantea el paso a una losa de cubierta ejecutada totalmente "in situ", hormigonada directamente sobre el terreno previamente tratado para poder actuar como encofrado.

2. DETERMINACIÓN DE LA LUZ ÓPTIMA DE CAMBIO DE TIPOLOGÍA.

La última sección en la que se prevé el uso de prelosas + losa de compresión "in situ" es en la correspondiente al PK: 706+337.8. En dicha sección la luz de cálculo para las prelosas es de 12.75m y la luz de cálculo de la losa de cubierta en servicio es de 13.2m. Para estas luces puede emplearse una prelosa de 0.45m de canto, sobre la que se hormigona una losa de compresión "in situ" de 0.55m con la que se completa 1.0m de canto total y para la que son necesarias cuantías de armado altas, pero compatibles con un hormigonado satisfactorio. Este tramo de cubierta se aplica en una longitud total de 16.80m y las prelosas empleadas rondan el límite de fallo dúctil sin necesidad de emplear armadura de compresión.

Si se consideran otro tramo de unos 16.80m de cubierta (con lo que se alcanza el PK:706+354.6), las luces a salvar son de 13.50m para la prelosa en construcción y de 14.0m para la losa de cubierta en servicio (lo que supone un aumento en los momentos flectores que solicitan la sección de centro de luz de un 12%, aproximadamente). Para estas luces se hacen necesarios aumentos de canto total de la cubierta. Este aumento del canto total de cubierta se traduce a su vez en un mayor canto de las prelosas y/o un mayor peso de hormigón fresco a soportar por dichas prelosas en construcción. En caso de tener que aumentar el canto de las prelosas se dificultará su transporte y colocación en su posición definitiva.

Asimismo, debe aumentarse la cuantía en las prelosas, lo que se traduce en un aumento considerable de la dificultad de hormigonado de las mismas.

Bridge
Technologies

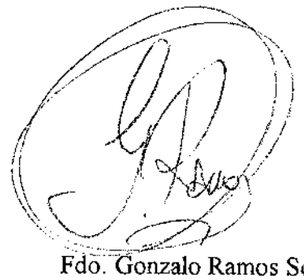
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

Para tener armado razonables se requeriría aumentar el canto de las prelosas hasta los 0.75m, con 38ϕ25 por prelosa (es un armado muy alto que dificultaría mucho el hormigonado). Las prelosas de 0.75m de canto, 1.2m de ancho y 13.60m de longitud, pesan un total de 30.6 Tm (frente a las 17.28 Tm que pesa la mayor prelosa colocada según la disposición actual), lo que dificulta mucho su manipulación y montaje.

Todos los cálculos relativos a las prelosas necesarias en la sección de PK: 706+354.6, con varios canto de prelosa pueden encontrarse en la nota de cálculo adjunta.

3. CONCLUSIONES.

Dado que resultaría imposible alcanzar las luces máximas del tramo con prelosas + losa de compresión "in situ" y se hace necesario ejecutar parte de la cubierta totalmente "in situ", sobre el terreno previamente tratado, el punto óptimo de cambio de tipología está en el entorno del definido en los planos 2.9.3.34.



Fdo. Gonzalo Ramos Schneider.
Dr. Ingeniero de Caminos.
N° Colegiado: 10311

Barcelona, 21 de junio de 2004

TRAMO TRANSICIÓN:

Siguiente tramo $L_c = 14{,}00$ m en servicio

Proyecto — $L_c = 13{,}35$ m en construcción — $L_c = 13{,}50$ m pequeño margen de error

④ EN CONSTRUCCIÓN

Acciones:

- g_1 = $h = 0{,}45$ m $\quad g_1 = 0{,}45\ m^2/m \times 25\ KN/m^3 = 11{,}25\ KN/m/m$
- g_1' : $h = 0{,}75$ m $\quad g_1' = 0{,}75\ m^2/m \times 25 KN/m^3 = 18{,}75\ KN/m/m$

Dudas forralla

- Sc $\quad q = 1{,}0\ KN/m^2 = 1{,}0\ KN/m/m$

CUADRO RESUMEN:

A 1 canto útil

	M_E [KN·m/m]	V [KN/m]	V [KN/m]	
g_1	256,3	75,94	70,875	
g_1'	427,15	126,6	118,125	
q	22,78	6,75	6,30	
Total...	1020,9	302,54	282,81	ELU
Total...	706,23	209,3	195,3	ELS

Combinación diseño $1{,}35\,g_1 + 1{,}50\,g_1' + 1{,}50\,q$ ← No es dominante

(B) EN SERVICIO:

$L_c = 14{,}00$ m

Acciones

- g_1 = $h = 1{,}20$ m $\quad g_1 = 30\ KN/m/m$
- g_t = $h = 4{,}50$ m $\quad g_t = 4{,}50 \times 20\ KN/m^3 = 90\ KN/m/m$
- q = $10\ KN/m$

CUADRO RESUMEN:

A 1 canto útil

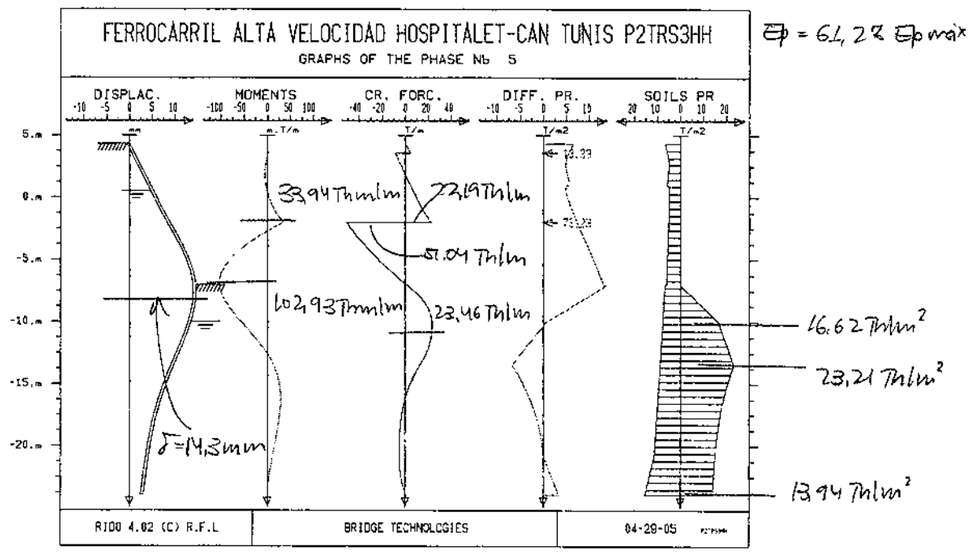
	M_E [KN·m/m]	V [KN/m]	V [KN/m]	
g_1	735	210	174	
g_1'	2205	630	522	
q	245	70	58	
Total...	2982,5	1333,5	1105,0	ELU
Total...	3185	910	754	ELS

Combinación de diseño en flexión $0{,}35\,g_1 + 1{,}50\,(g_t + q)$

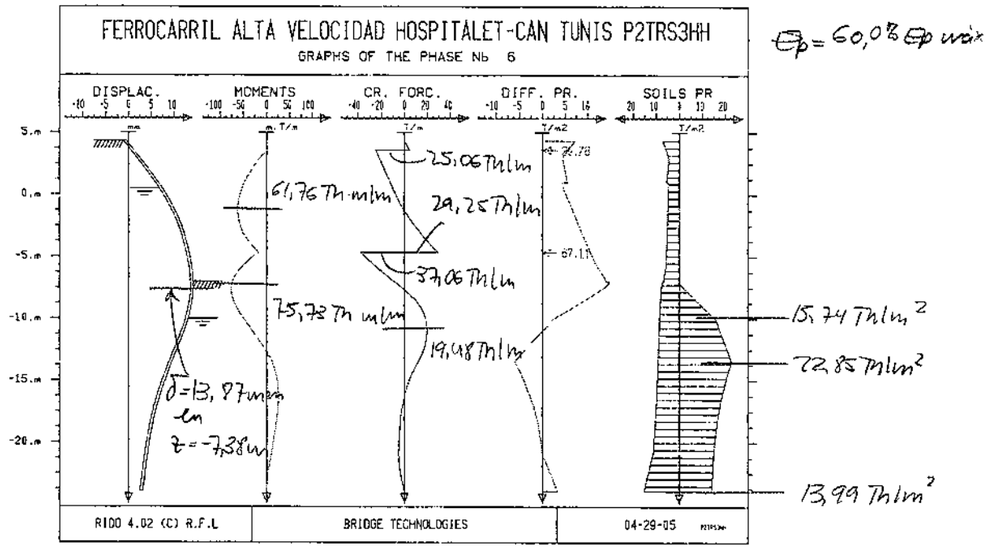
El el margen de seguridad que queda por cubrir

Combinación de diseño en cortante $1{,}35\,g_1 + 1{,}50\,(g_t + q)$

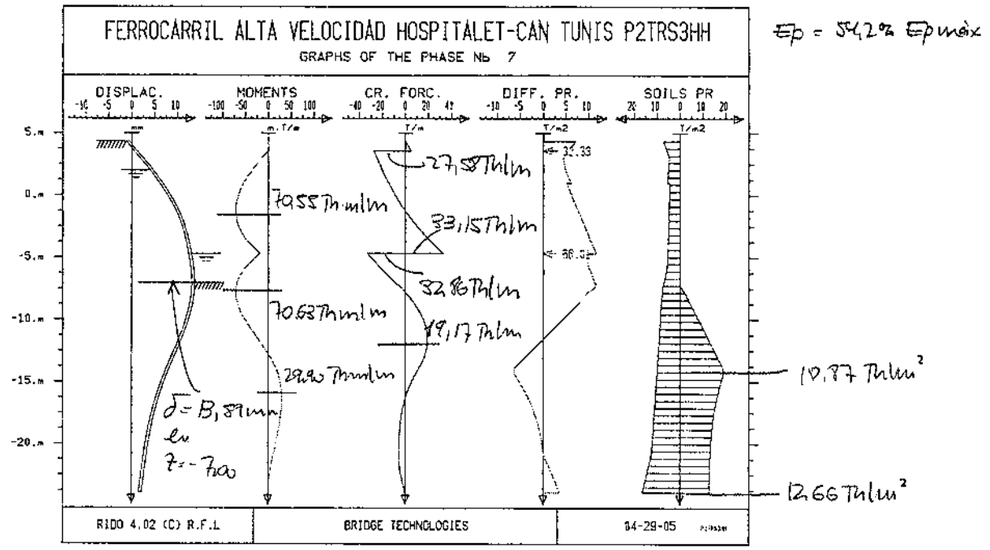
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.00 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.965m:



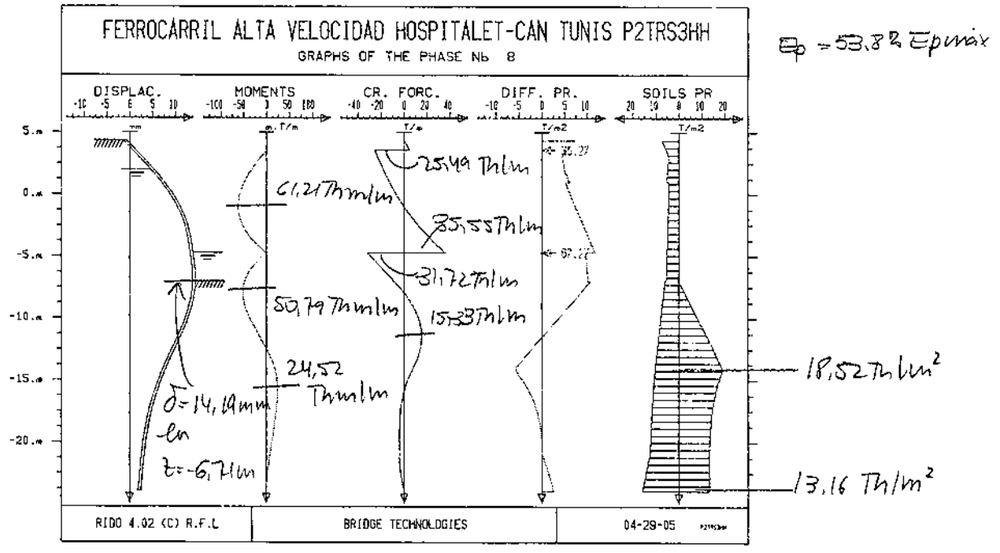
EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



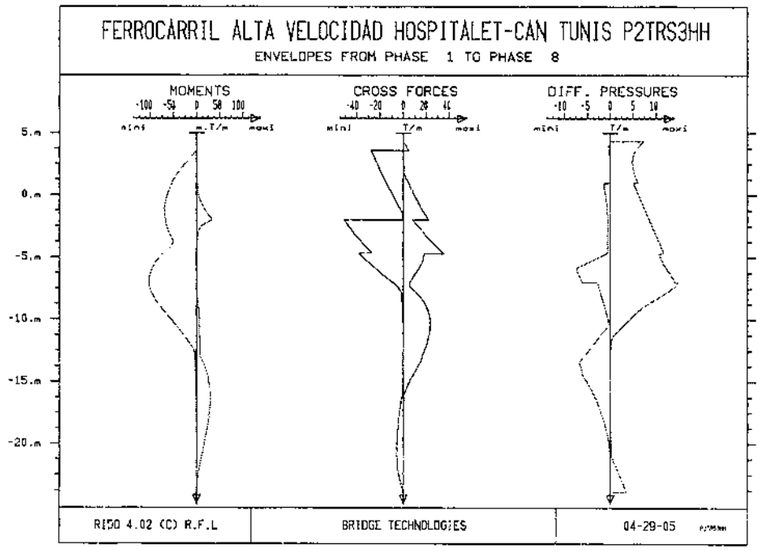
SUBIDA MÁXIMA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



FLUENCIA:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

Can Tunis 29-Abr-05

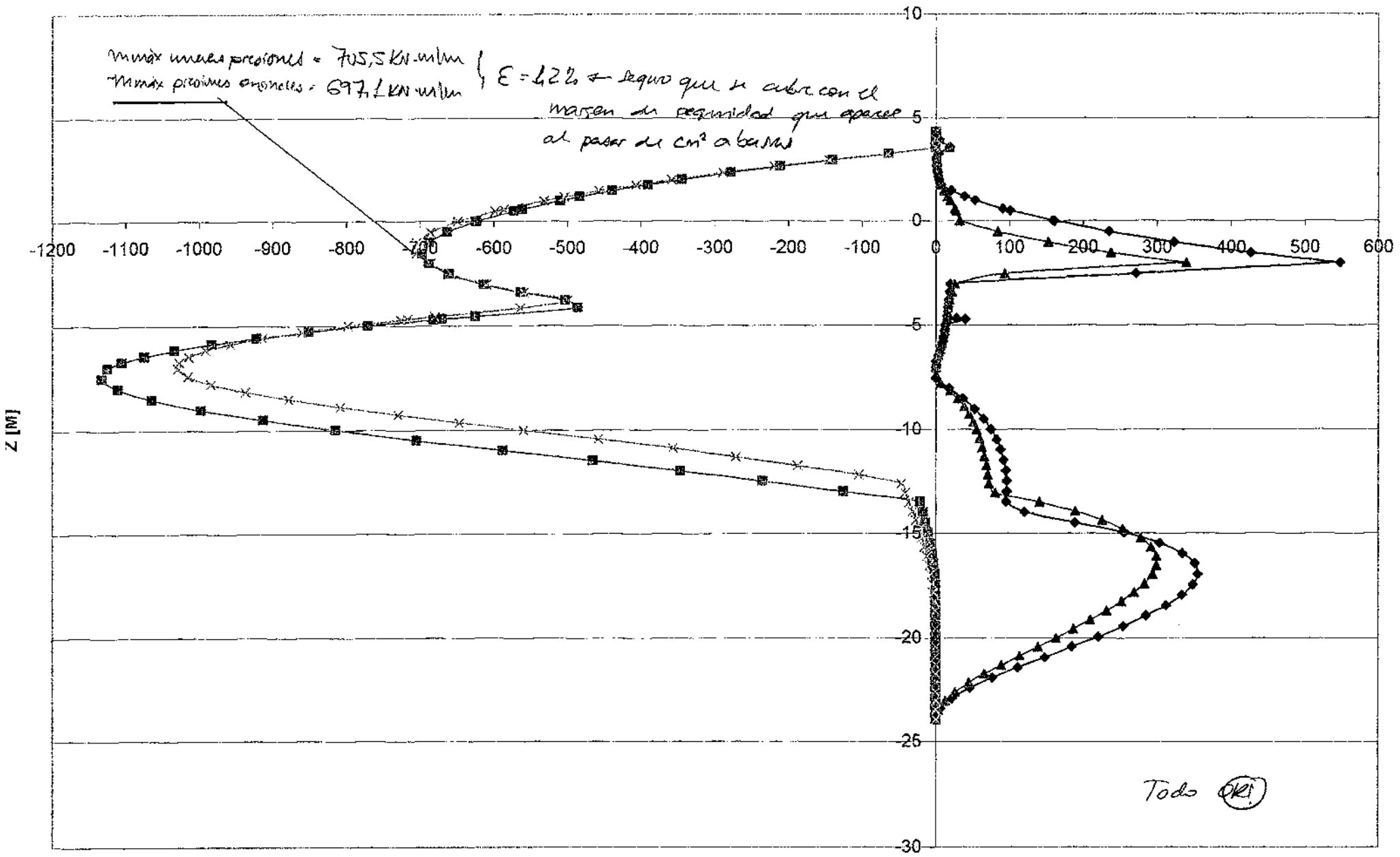
Como puede verse en las gráficas adjuntas, el cambio de presiones de agua en el intradós tiene una influencia muy pequeña y, en los casos en que la influencia se deja notar, el cambio es favorable.

Cargas máximas en los puntales:

+ Presiones de agua originales: Nmax = 73,16 Tn/m

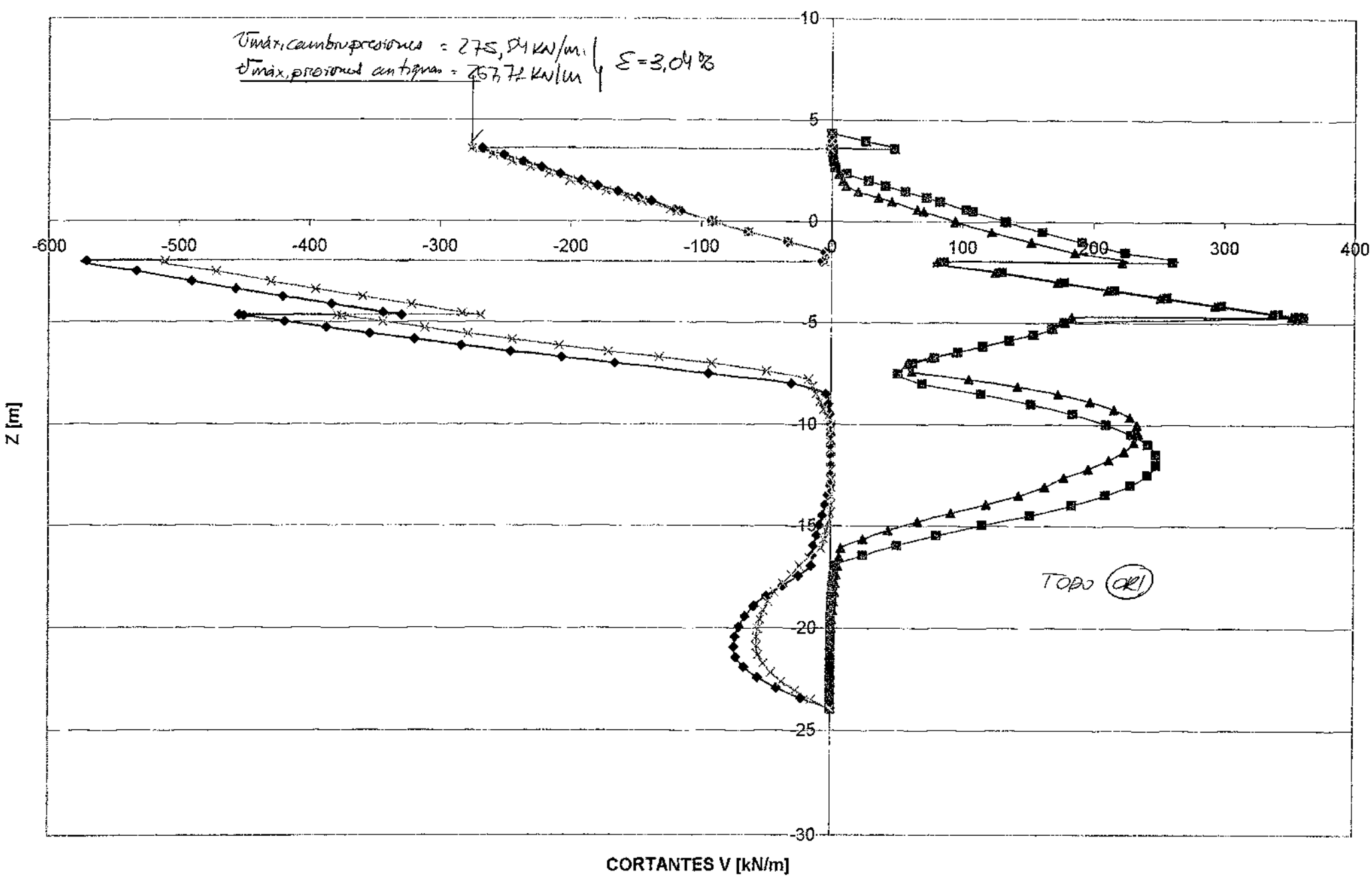
+ Cambio de presiones de agua: Nmax = 73,23 Tn/m (641)

ENVOLV E DE MOMENTOS FLECTORES h=1.00



NUEVAS PRESIONES DE AGUA
29/04/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES h=1.00m



NUEVAS PRESIONES DE AGUA
29/04/2005

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

TRAMO DE TRANSICIÓN ENTRE LAS "U'es" DE ENTRADA A CIELO ABIERTO Y EL CRUCE DE LA TRAZA DEL FALSO TÚNEL DE CAN TUNIS CON LA CARRETERA -B17-.

CONTRABÓVEDA Lmáx=11.0m
PK: 706+240 a 706+300

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 21 de abril de 2005

Bridge
Technologies

Teléfono y Fax : 93 203 04 74

TRAMO DE TRANSICIÓN.
CONTRABÓVEDA DE 11.0m DE LUZ MÁXIMA.
707+240 a 706+300

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Se trata de la contrabóveda del tramo del Falso Túnel de Can Tunis comprendida entre los PK: 707+240 y 707+300 de la traza, correspondiente al Tramo de Transición entre la entrada a cielo abierto y el tramo de cruce con la carretera B-17.

Se trata del primer subtramo, en el que la luz de la contrabóveda entre caras interiores de pantallas es de 11.0m.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Se realiza un cálculo completo de la contrabóveda de este tramo.

Las hipótesis de cálculo que se ha adoptado para el análisis de la contrabóveda coinciden 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 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 de éstas últimas (Ver Nota de Cálculo correspondiente).

Las acciones tenidas en cuenta para el análisis de las pantallas son:

- 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 equivalente a de una columna de 6.05m (frente a los 10.6m que debe soportar en el tramo de pruebas). A pesar de que la acción determinante es más favorable en este tramo, dado que otras acciones también sufren modificaciones

Bridge
Technologies

Teléfono y Fax : 93 203 04 74

considerables, se realiza un recálculo completo (por ejemplo: la acción de las pantallas sobre la contrabóveda tiene efectos favorables para alguna hipótesis, y en este tramo también se reduce).

El armado finalmente aceptado para la contrabóveda del Tramo de Pruebas corresponde a la cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración, por lo que no es posible reducirlo. En este tramo se procede a verificar que dicho armado es suficiente para los esfuerzos que aparecerán bajo las acciones que le corresponden.

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

3. CONCLUSIONES.

El armado de la contrabóveda del Tramo de Pruebas es válido para resistir los esfuerzos que aparecen en el tramo de contrabóveda entre los PK: 706+240 y 706+300.

CONTRABÓVEDA

TRAMO TRANSICIÓN

Luz entre pantallas = de = 11,00m

ACCIONES:

* Peso propio + carga permanente
* Axil transmitido por las pantallas
* Cortante transmitido por las pantallas (discusión global de la estructura y reacción contra el terreno)
* Subpresión del agua
* Tráfico sobre la contrabóveda

HIPÓTESIS DE DIMENSIONAMIENTO:

a) Máximo axil + flector concomitante
b) Mínimo axil + flector concomitante
c) Máximo flector con axil concomitante

MODELO DE CÁLCULO

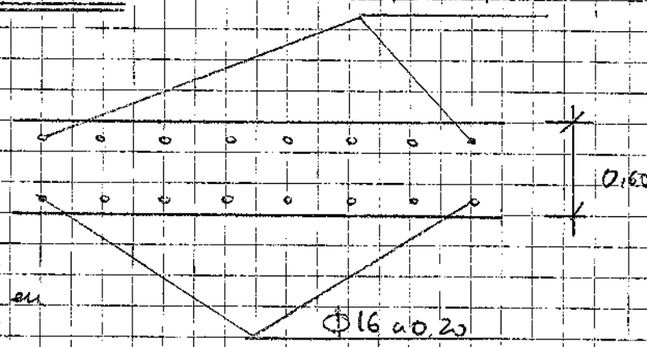
Ver Nota de cálculo de la Contrabóveda del "Tramo de Pruebas"

$K_H = 180000$ KN/m/m ← Rigidez del apoyo de la contrabóveda contra las pantallas

Zapata Rmax = 400 m (15 sept 04)

NOTE BOOK

Armadura contrabóveda



Armadura dispuesta en tramo de pruebas

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 0,60 \cdot \frac{25/1,50}{434,8} = 9,20 \text{ cm}^2/\text{m}$ / cara

$A_{s\,disp} = 10,06 \text{ cm}^2/\text{m}$

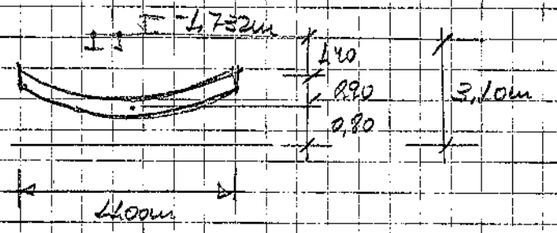
La armadura dispuesta es ligeramente superior a la armadura mínima — No debe disponerse (existen pruebas en que el momento flector fracciona la cara superior y pruebas en que fracciona la cara inferior — debe disponerse en las dos caras)

NOTE BOOK

SUBPRESIÓN MÁXIMA EN CONTRABÓVEDA

1. Trasdós 706+240 a 706+300

z canal en 706+300 z = -1,732 m



Profundidad Máxima contrabóveda

z = -1,732 - 1,40 - 0,90 = -4,032 ≈ -4,05m

NF piezo en z = +2,00

Columna de agua sobre la contrabóveda h = +4,05 + 2,00 = 6,05m

(En el tramo de pruebas se considera: 10,6m)

[htramo 706+240 a 706+300 = 57% htramo pruebas]

REACCIÓN DE LAS PANTALLAS SOBRE LA CONTRABÓVEDA

(Tramo transición 706+240 a 706+300)

Rmax = 810 KN/m

Rmin = 315 KN/m

DIMENSIONAMIENTO

a) Máximo axil + flector concomitante

El máximo axil corresponde a

* Peso propio g_1
* Máxima reacción de las pantallas
* Máxima subpresión
* Máximo descenso global en la estructura

Determinación del esquema estático

Buscando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que éste está totalmente comprimido

→ Máximos CONTRARRESTOS / COZ (en transición / contrabóveda 11m)

Combinación de acciones:

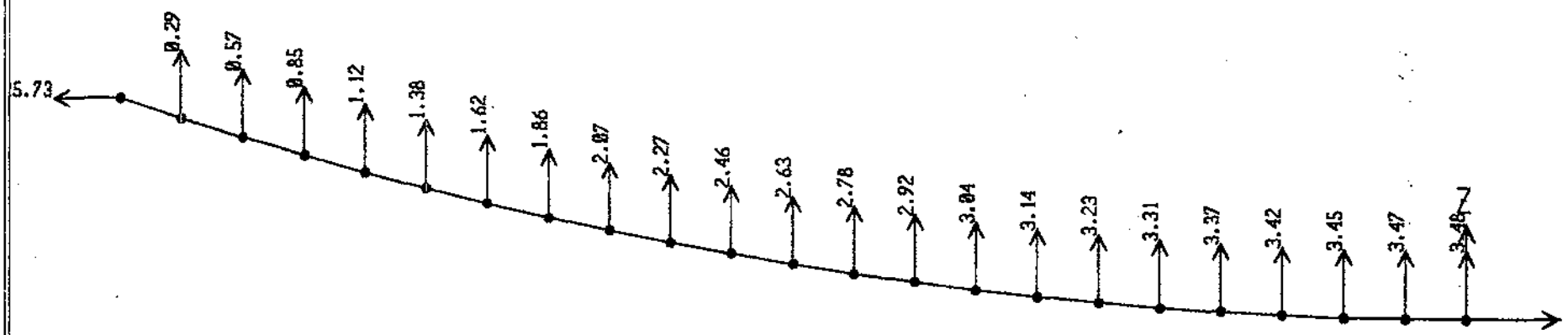
1,00 g_1 + 1,50 Reacción pantallas + 1,50 Subpresión + 1,50 Descenso global

Para cargas, etc → ver Nota de cálculo original de la contrabóveda

SAP 000

7/15/04 12:12:01

Reacciones de peso propio

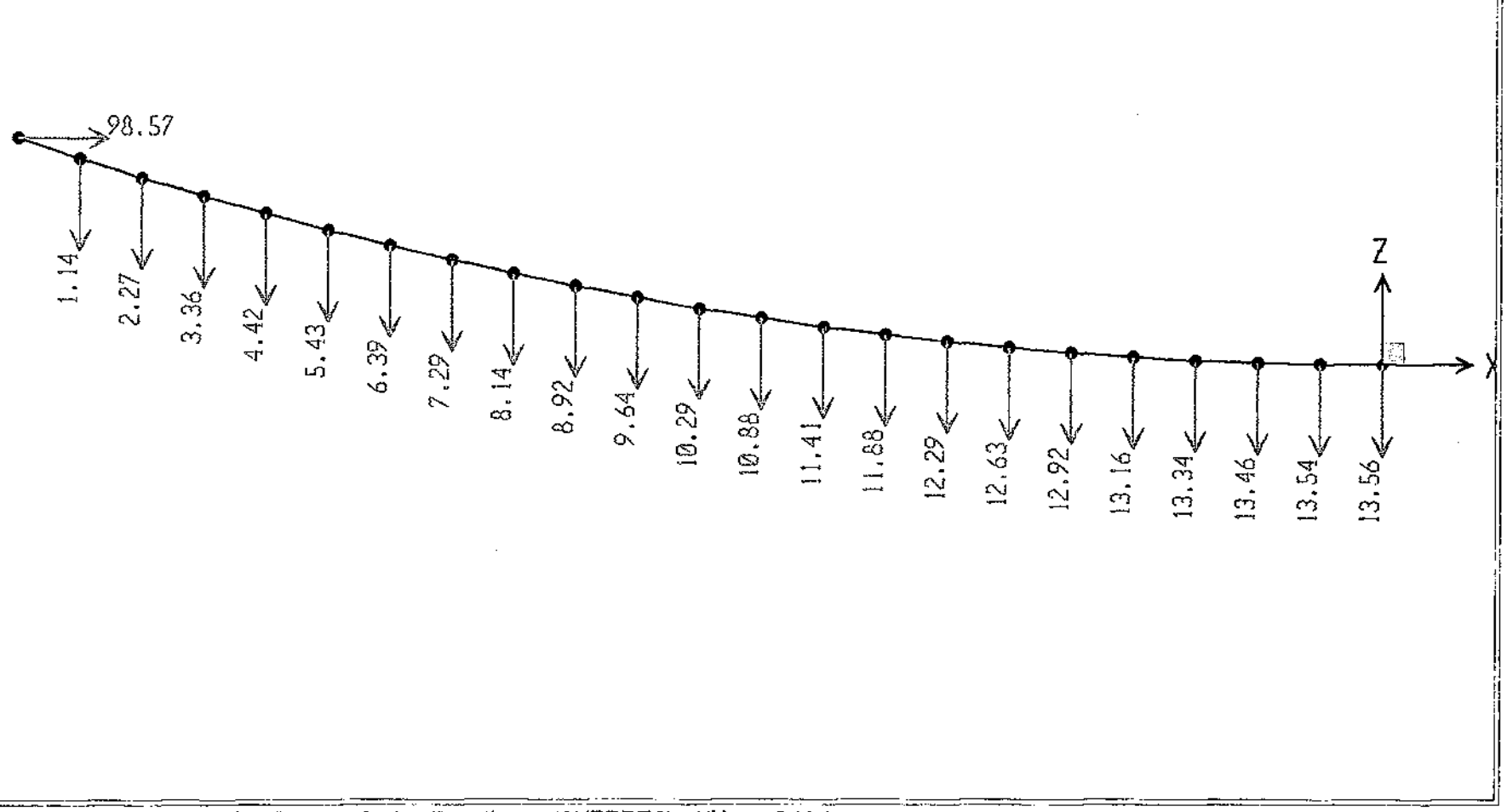


SAP2000 v7.21 - File:CONTRABOVEDA - Spring Reactions (LOAD1) - KN-m Units

SAP2000

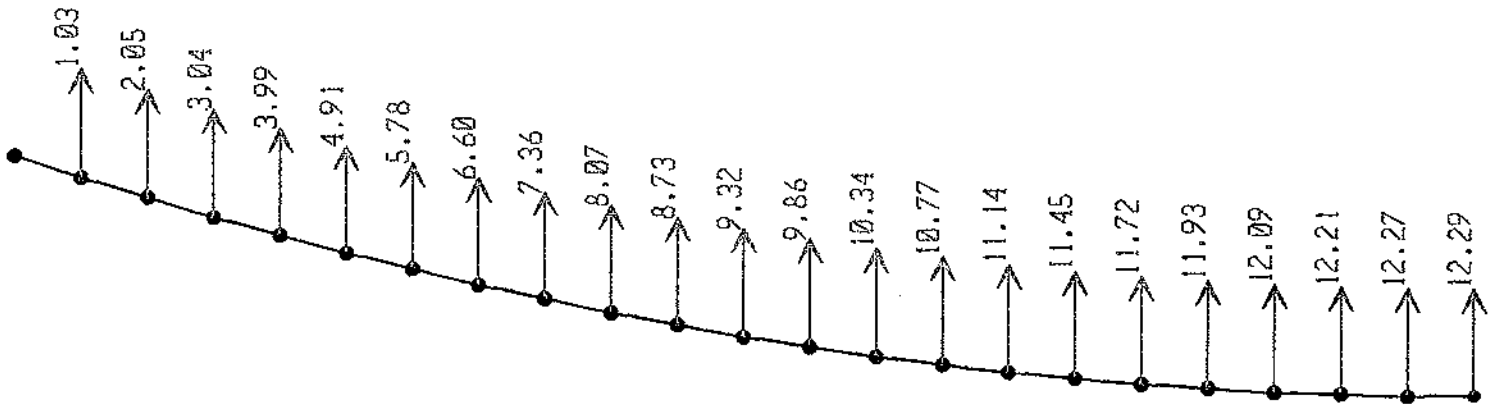
4/21/05 8:43:27

Reacciones por la subpresión



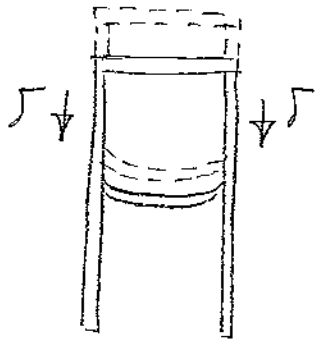
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Spring Reactions (SUBPRES) - KN, m, C Units

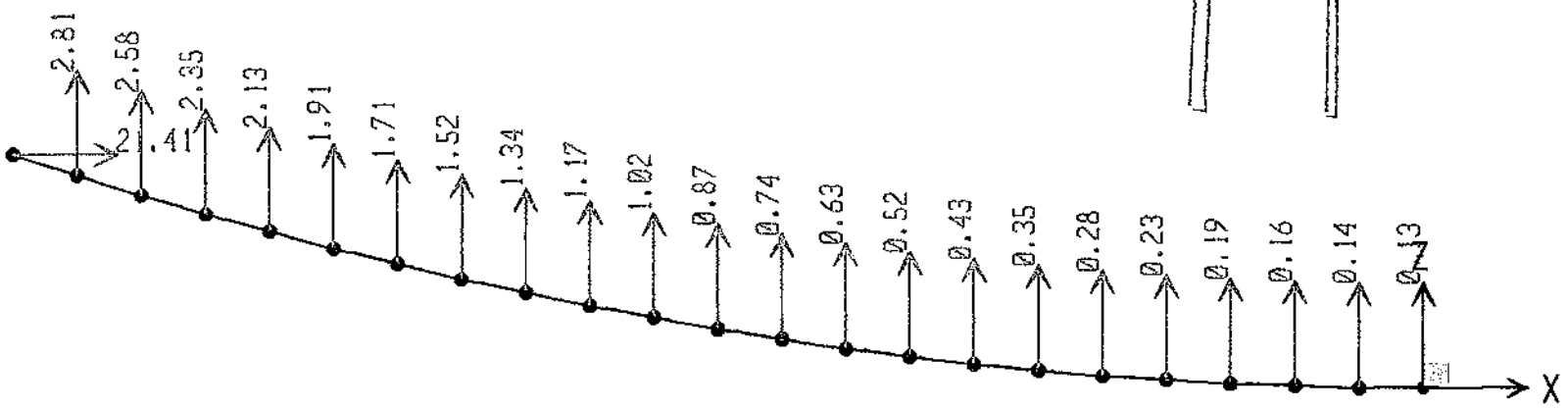
Reacciones en axil transmitido por las pantallas



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

Reacciones debidas al cierre global de la estructura

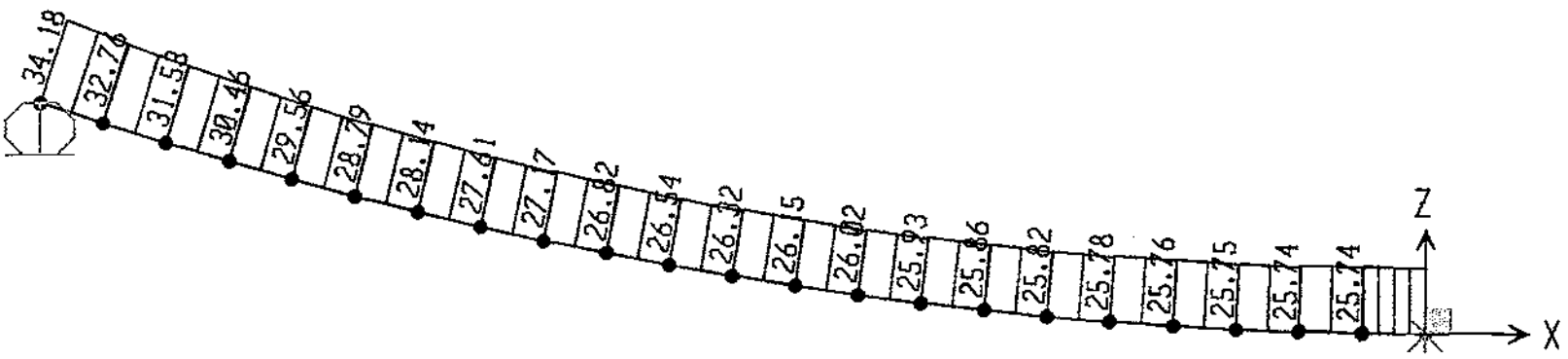




SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Spring Reactions (DESCAP) - KN, m, C Units

SAP2000

4/21/05 8:54:14

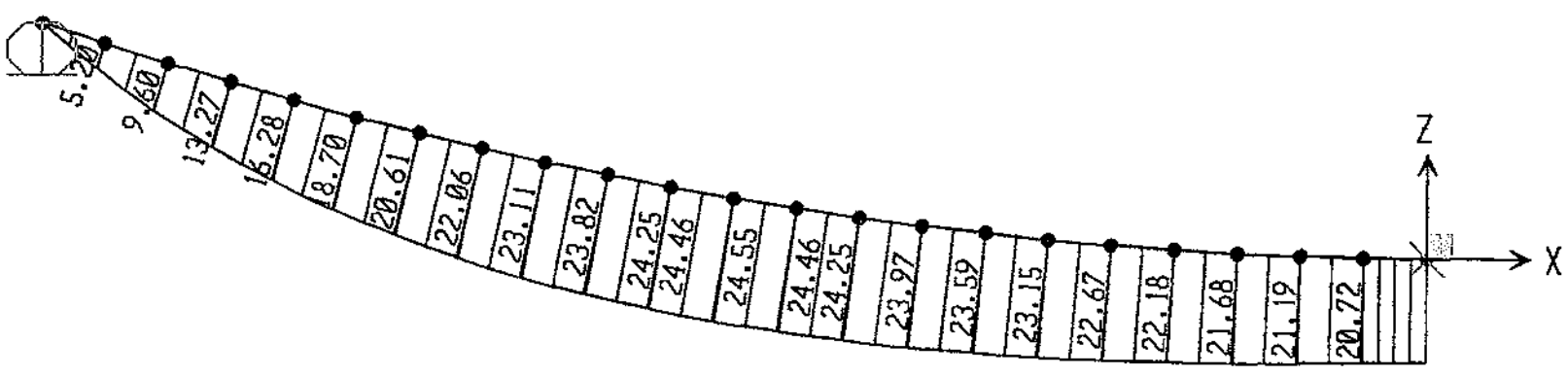


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Axial Force Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

(b)

SAP2000

4/21/05 8:53:59

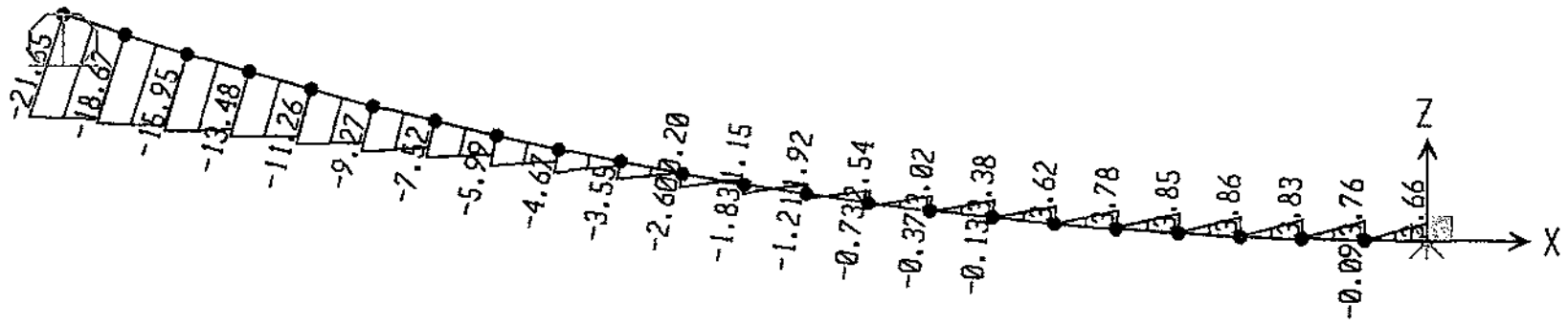


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Moment 3-3 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

(M7)

SAP2000

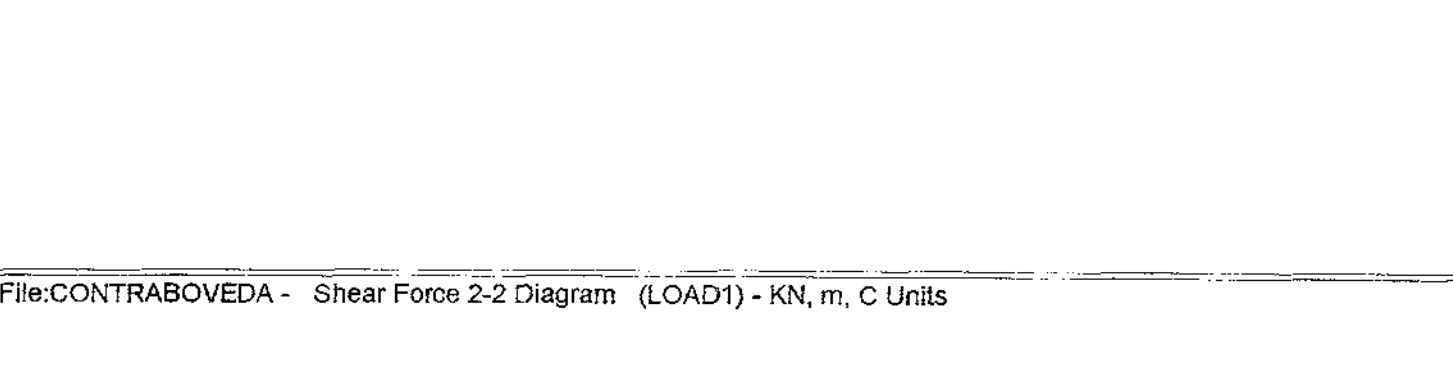
4/21/05 8:54:07



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Shear Force 2-2 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

SAP2000

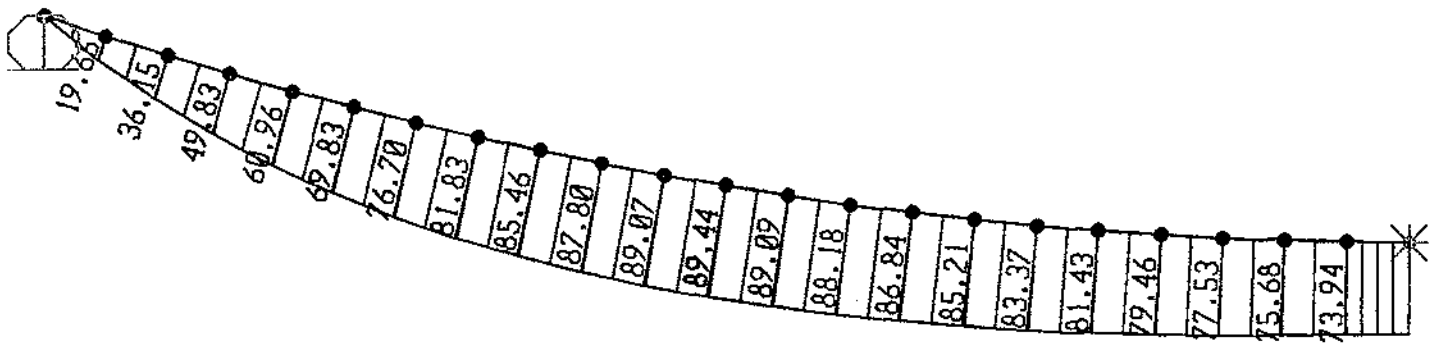
4/21/05 8:57:32



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Axial Force Diagram (PANTALLA) - KN, m, C Units

SAP2000

4/21/05 8:57:15

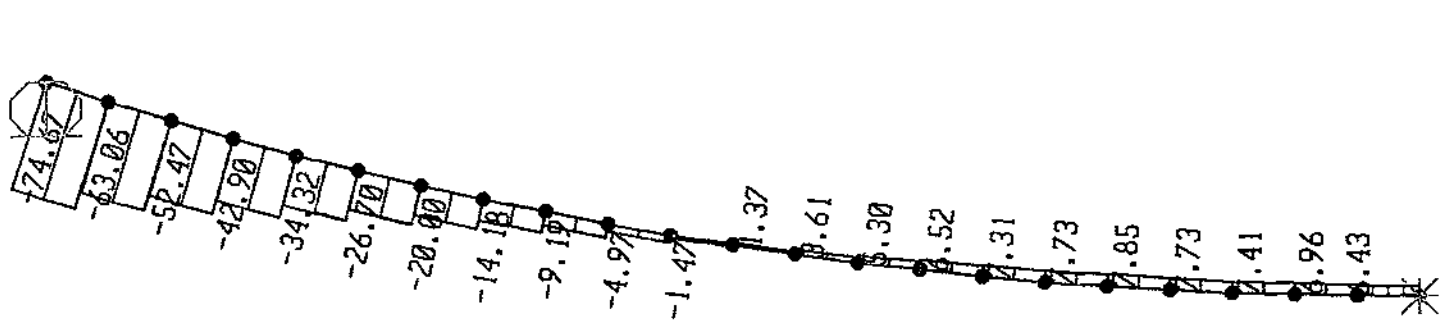


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Moment 3-3 Diagram (PANTALLA) - KN, m, C Units

12

SAP2000

4/21/05 8:57:23



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

19

EN CONSTUCCIÓN: L= 13.5 m

Sección resistente: PRELOSA

Dimensionamiento en ELU		
Md=		1020.9 kN·m/m
Canto h=		0.45 m
recubrimiento mecánico r=		0.0835 m
Hormigón	HA-	30 MPa
Ancho	b=	1.00 m
Lím. el.	fyd=	434.78 MPa
Módulo def.	Ec=	28576.79 MPa
U0=		6.23 MPa
Us1=		4.20 MPa
As=		96.68 cm2
M crít=		856.30 kN·m/m
As disp=		179.00 cm2

Comprobación en Servicio:				
Mk=		706.23 kN·m/m		
FISURACIÓN:				
n=		6.999		
ro1=		0.049		
Prof f.n.	X=	0.203 m	X=	0.553 d
I fisurada	If=	0.00613735 m4		
I íntegra	I=	0.00759375		
Proporción	If=	80.82 % de I		
Estado tensional:				
Compr. Máx hormigón:		23.32 MPa		
Tensión armaduras:		131.97 MPa		
Tens residual:		302.81 MPa		
Flecha máx:		61.648 mm		

EN SERVICIO:

Sección resistente: LOSA

Dimensionamiento en ELU		
Md=		3932.25 kN·m/m
Canto h=		1 m
recubrimiento mecánico r=		0.0835 m
Hormigón	HA-	25 MPa
Ancho	b=	1.00 m
fyd=		302.81 MPa
U0=		12.98 MPa
Us1=		5.42 MPa
As=		179.09 cm2
M crít=		4462.35 kN·m/m

ARMADURA A DISPONER:

As= 179.09 cm2 cada 1.00m
As= 214.91 cm2 cada 1.20m

↑

44 ϕ25/prelosa

Mcrit < Md → Hace falta armadura en compresión para prelosa en construcción. Y armadura transversal para evitar su pandeo

(3)

Con Tomás 21-Junio-2004

TRAMO TRANSICIÓN:

Siguiente tramo L_c = 14,00m en servicio

L_c = 13,35m en construcción → L_c = 13,50m pequeño margen de error

A cotones:

- g_1 : h = 0,55m → $g_1 = 0,55\ m^2/m \times 25\ kN/m^3 = 13,75\ kN/m/m$
- g_1' : h = 0,65m → $g_1' = 0,65\ m^2/m \times 25\ kN/m^3 = 16,25\ kN/m/m$ (Indep. forjado)
- Sc → $q = 1,0\ kN/m^2 = 1,0\ kN/m/m$

CUADRO RESUMEN:

	M_g [kN·m/m]	V [kN/m]	V (A ℓ canto útil) [kN/m]	
g_1	313,24	92,81	85,25	
g_1'	370,2	109,7	100,75	
g_1	22,78	6,75	6,30	
Total...	1012,04	299,97	275,66	en
Total...	706,22	209,26	192,3	es

(4)

EN CONSTUCCIÓN: L= 13.5 m

Sección resistente: PRELOSA

Dimensionamiento en ELU			
Md=		1012.34	kN·m/m
Canto h=		0.55	m
recubrimiento mecánico r=		0.0835	m
Hormigón	HA-	30	MPa
Ancho	b=	1.00	m
Lim. el.	fyd=	434.78	MPa
Módulo def.	Ec=	28576.79	MPa
U0=		7.93	MPa
Us1=		2.59	MPa
As=		59.67	cm2
M crit=		1387.34	kN·m/m
As disp=		167.00	cm2

Comprobación en Servicio:				
Mk=		706.23	kN·m/m	
FISURACIÓN:				
n=		6.999		
ro1=		0.036		
Prof f.n.	X=	0.233	m	X= 0.500 d
I fisurada	If=	0.01058884	m4	
I íntegra	Ii=	0.01386458		
Proporción	If=	76.37	% de I	
Estado tensional:				
Compr. Máx hormigón:		15.57	MPa	
Tensión armaduras:		108.80	MPa	
Tens residual:		325.98	MPa	
Flecha máx:		35.732	mm	

EN SERVICIO:

Sección resistente: LOSA

Dimensionamiento en ELU			
Md=		3932.25	kN·m/m
Canto h=		1	m
recubrimiento mecánico r=		0.0835	m
Hormigón	HA-	25	MPa
Ancho	b=	1.00	m
fyd=		325.98	MPa
U0=		12.98	MPa
Us1=		5.42	MPa
As=		166.36	cm2
M crit=		4462.35	kN·m/m

ARMADURA A DISPONER:

As= 167.00 cm2 cada 1.00m
As= 200.40 cm2 cada 1.20m

↑ 4 1 Φ 25 / prelosa

(A) No hace falta armadura en compresión en la prelosa

Con Tonis 21-Junio-2004

TRAMO TRANSICIÓN:

Siguiente tramo Lc = 14,00m en servicio
Lc = 13,85m en construcción — Lc = 13,50m
pequeño margen de error

(A) EN CONSTRUCCIÓN

A carcasa:

- g_1 : h = 0,65m — $g_1 = 0,65 m^2/m \times 25 kN/m^3 = 16,25 kN/m/m$
- g_1' : h = 0,55m — $g_1' = 0,55 m^2/m \times 25 kN/m^3 = 13,75 kN/m/m$
  Dentro trasdós
- Sc — $q = 1,0 kN/m^2 = 1,0 kN/m/m$

CUADRO RESUMEN:

A L canto útil

	M_E [kN·m/m]	V [kN/m]	V [kN/m]	
g_1	370,2	109,7	99,125	
g_1'	313,24	92,81	83,875	
q	22,78	6,75	6,10	
Total...	1003,81	297,44	268,78	ELU
Total...	705,22	209,26	189,1	ELS

Combinación diseño $1,35 g_1 + 1,50 g_1' + 1,50 q$ (← No es limitante)

EN CONSTUCCIÓN: L= 13.5 m

Sección resistente: PRELOSA

Dimensionamiento en ELU			
Md=		1003.81	kN·m/m
Canto h=		0.65	m
recubrimiento mecánico r=		0.0835	m
Hormigón	HA-	30	MPa
Ancho	b=	1.00	m
Lím. el.	fyd=	434.78	MPa
Módulo def.	Ec=	28576.79	MPa
U0=		9.63	MPa
Us1=		1.97	MPa
As=		45.41	cm2
M crit=		2045.88	kN·m/m > Md (cad)
As disp=		159.00	cm2

Comprobación en Servicio:					
Mk=		706.23	kN·m/m		
FISURACIÓN:					
n=		6.999			
ro1=		0.028			
Prof f.n.	X=	0.261	m	X=	0.460 d
I fisurada	If=	0.01631222	m4		
I íntegra	I=	0.02288542			
Proporción	If=	71.28	% de I		
Estado tensional:					
Compr. Máx hormigón:		11.29	MPa		
Tensión armaduras:		92.62	MPa		
Tens residual:		342.16	MPa		
Flecha máx:		23.195	mm		

EN SERVICIO:

Sección resistente: LOSA

Dimensionamiento en ELU			
Md=		3932.25	kN·m/m
Canto h=		1	m
recubrimiento mecánico r=		0.0835	m
Hormigón	HA-	25	MPa
Ancho	b=	1.00	m
fyd=		342.16	MPa
U0=		12.98	MPa
Us1=		5.42	MPa
As=		158.50	cm2
M crit=		4462.35	kN·m/m

ARMADURA A DISPONER:

As= 159.00 cm2 cada 1.00m
As= 190.80 cm2 cada 1.20m

↑

$\geq 9\phi 25$ (Muy alto)

↑ Habría que aumentar aún más el canto

Con Inés 21-Junio-2004

TRAMO TRANSICIÓN:

Siguiente tramo ... $L_c = 14{,}00$ m en servicio

Prolosa — $L_c = 13{,}85$ m en construcción — $L_c = 13{,}50$ m (pequeño margen de error)

④ EN CONSTRUCCIÓN

Acciones:

- g_1 : $h = 0{,}75$ m — $g_1 = 0{,}75\ m^2/m \times 25\ kN/m^3 = 18{,}75\ kN/m/m$
- g_1' : $h = 0{,}45$ m — $g_1' = 0{,}45\ m^2/m \times 25\ kN/m^3 = 11{,}25\ kN/m/m$ (Ondina ferralla)
- sc — $q = 1{,}0\ kN/m^2 = 1{,}0\ kN/m/m$

CUADRO RESUMEN:

	M_g [kN·m/m]	V [kN/m]	V [kN/m] ← L canto útil
g_1	427,5	126,6	112,5
g_1'	256,3	75,94	67,5
q	22,78	6,75	6,0
Total...	995,27	294,95	262,13 (ELU)
Total...	706,23	209,29	186,0 (ELS)

Combinación diseño ... $1{,}35\,g_1 + 1{,}50\,g_1' + 1{,}50\,q$ (← no es envolvente)

EN CONSTUCCIÓN: L= 13.5 m

Sección resistente: PRELOSA

Dimensionamiento en ELU			
Md=		995.27	kN·m/m
Canto h=		0.75	m
recubrimiento mecánico r=		0.0835	m
Hormigón	HA-	30	MPa
Ancho	b=	1.00	m
Lím. el.	fyd=	434.78	MPa
Módulo def.	Ec=	28576.79	MPa
U0=		11.33	MPa
Us1=		1.61	MPa
As=		36.97	cm2
M crit=		2831.92	kN·m/m
As disp=		153.00	cm2

Comprobación en Servicio:					
Mk=		706.23	kN·m/m		
FISURACIÓN:					
n=		6.999			
ro1=		0.023			
Prof f.n.	X=	0.286	m	X=	0.429 d
I fisurada	If=	0.02330088	m4		
I íntegra	I=	0.03515625			
Proporción	If=	66.28	% de I		
Estado tensional:					
Compr. Máx hormigón:		8.66	MPa		
Tensión armaduras:		80.80	MPa		
Tens residual:		353.98	MPa		
Flecha máx:		16.238	mm		

EN SERVICIO:

Sección resistente: LOSA

Dimensionamiento en ELU			
Md=		3932.25	kN·m/m
Canto h=		1	m
recubrimiento mecánico r=		0.0835	m
Hormigón	HA-	25	MPa
Ancho	b=	1.00	m
fyd=		353.98	MPa
U0=		12.98	MPa
Us1=		5.42	MPa
As=		153.20	cm2
M crit=		4462.35	kN·m/m

ARMADURA A DISPONER:

As= 153.20 cm2 cada 1.00m
As= 183.84 cm2 cada 1.20m

38φ25

Muy alto.

Contiene armado muy alto.

↓

las probetas del trasno de pruebas están armadas con 2 capas de 18 φ25 / capa

(9)

Cava Tunis 21-Nov-2004

VERIFICACIÓN CORTANTE

(A) EN CONSTRUCCIÓN:

V_d = 262,13 kN/m

f_{cd} = 30 MPa

A 1 canto útil del borde del apoyo se tienen anclados los unitos del los φ25

A_s = 93,27 cm²/m

A_d = 0,0 cm²/m → No hace falta armadura de cortante en cons

(B) EN SERVICIO:

V_d = 1105 kN/m

A_s = 186,54 cm²/m

A_d = 14,10 cm² → Se cubre con 2 c φ10 a 0,15 (OK)

(10)

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

TRAMO DE TRANSICIÓN ENTRE LAS "U'es" DE ENTRADA A CIELO ABIERTO Y EL CRUCE DE LA TRAZA DEL FALSO TÚNEL DE CAN TUNIS CON LA CARRETERA –B17-.
PK: 706+240 a 706+400

ADENDA 2

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 1958
Fecha 21/04/05
CAN TUNIS - D - CT - C - 074A0

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 15 de abril de 2005

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
TRAMO DE TRANSICIÓN ENTRE LAS "U'es" DE ENTRADA A CIELO ABIERTO Y EL CRUCE DE LA TRAZA DEL FALSO TÚNEL DE CAN TUNIS CON LA CARRETERA B-17.

PANTALLAS.
DESDE P.K: 706+240 HASTA P.K: 706+400

RECÁLCULO POR CAMBIOS EN LAS PRESIONES DE AGUA EN EL INTRADÓS DE LAS PANTALLAS

1. ANTECEDENTES.

En el Tramo de Transición entre las U'es de entrada a cielo abierto y el Cruce con la Carretera de Barcelona al Enlace con el Aeropuerto –B17- se ha modificado ligeramente el esquema habitual de achique de aguas para excavación interior del Falso Túnel. Los cambios en el achique de aguas afectan únicamente al Tramo 1-2 de esta zona, entre los PK:706+240 y 706+337.80 de la traza.

Actualmente el Tramo 1-2 se encuentra en estado muy avanzado de ejecución. Se han ejecutado las pantallas y la cubierta y se está procediendo a la primera excavación intermedia previa a la disposición de los puntales provisionales (Los planos y los criterios en base a los cuales se ha diseñado este tramo pueden consultarse en la Nota de Cálculo: "Tramo de transición entre las "U" de entrada a cielo abierto y en cruce de la B-17. P.K 706+240 a 706+400" del 10 de junio de 2004)

Las nuevas condiciones de achique se traducen en un cambio de las presiones de agua en intradoses de las pantallas respecto de las que se consideraron para el diseño del tramo. Ante dichos cambios se procede a la verificación de pantallas durante el proceso de excavación interior del Falso Túnel.

Con el esquema actual de achique de aguas entre muros pantalla, con pozos de menor profundidad que las sangradoras habituales, las presiones de agua en el intradós de las pantallas son superiores a las originalmente consideradas. El aumento en las presiones de agua hace disminuir el empuje pasivo máximo disponible en el intradós de las pantallas, además de modificar la posición de su resultante, lo que se traduce en un cambio en las solicitaciones -momento flectores y esfuerzos cortantes- sobre las pantallas (Ver Nota de Cálculo adjunta a este documento).

Se prevé la posibilidad de intensificar el actual achique de aguas interiores con la incorporación de sangradoras cada 50m y así poder reducir las presiones de agua en el intradós de las pantallas.

Las leyes de presiones de agua que resultan de la utilización de pozos y/o sangradoras pueden consultarse con detalle en el Informe: "Nota técnica relativa a los perfiles de niveles y presiones hidráulicas sobre las pantallas en el tramo del Telescopio (p.k. 706+240 y 706+400) bajo dos hipótesis: i) Realizando el drenaje con pozos de bombeo cada 25m; ii) Realizando el drenaje con sangradoras cada 50m", de abril de 2005, adjunto al final de este documento.

Las nuevas presiones de agua consideradas en el intradós, resultantes de la utilización de pozos o sangradoras, son las que se muestran en la *Figura 1* (las presiones del trasdós corresponden a las del régimen normal de flujo de aguas entre acuífero superior y acuífero inferior drenante).

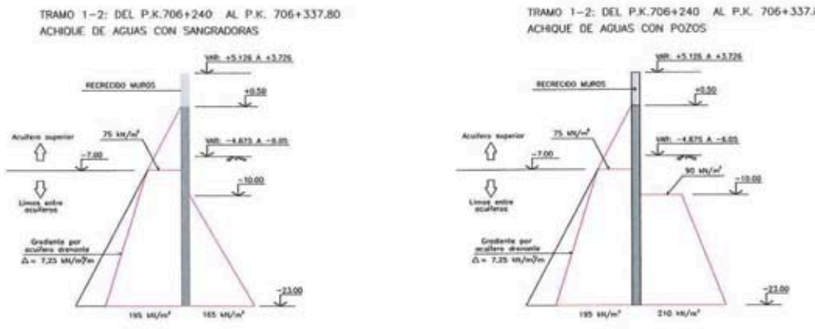


Figura 1: Leyes de presiones de agua consideradas

En este tramo del Falso Túnel de Can Tunis, la sección más limitante corresponde a la de PK más alto (mayor profundidad de excavación interior y, en consecuencia, mayor porcentaje de empuje pasivo movilizado y mayores esfuerzos sobre las pantallas). Dado que la clava y el armado del tramo vienen condicionadas por esta sección final del tramo, en las secciones iniciales existe cierto margen para un posible cambio en las presiones de agua.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

El diseño original se basa en el análisis de tres secciones: Sección Inicial, en el PK 706+240; Sección Intermedia, en el PK 706+337.8 y Sección Final, en el PK 706+400. El recálculo se realiza en las secciones Inicial e Intermedia, por ser las únicas que se ven afectadas por el cambio en el esquema de achique de aguas.

Únicamente se han modificado las presiones de agua a considerar en el intradós de las pantallas (tanto para el caso de utilización de pozos como para el caso de utilización de sangradoras), el resto de parámetros que intervienen en el cálculo (cotas de puntales, cotas de máxima excavación, etc) se han mantenido en los valores inicialmente considerados, y pueden consultarse en la Nota de Cálculo original: "Tramo de transición entre las "U" de entrada a cielo abierto y en cruce de la B-17. P.K 706+240 a 706+400" del 10 de junio de 2004.

Se ha evaluado la posibilidad de realizar la excavación hasta cota máxima en la zona inicial del tramo contando sólo con los pozos. Esto es posible gracias a que, tal como se ha comentado, la sección limitante en el dimensionamiento fue la correspondiente al PK más alto. Por tanto, se ha verificado la sección del PK 706+240 con la ley de presiones de agua correspondiente a la utilización de pozos de bombeo (ver *Figura 1*).

Se realiza un estudio simplificado de diferentes secciones transversales, en los PK:706+280; 706+290 y 706+300 para comprobar si se pueden excavar con la ley de presiones correspondiente a los pozos, ante los resultados del cual se concluye que la sección límite corresponde al PK 706+290. Para esta sección se realiza una verificación completa.

3. RESULTADOS.

Los resultados del recálculo pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo que acompaña a este documento. A continuación se resumen cuáles han sido los resultados más significativos.

- En caso de excavarse el interior del Falso Túnel manteniendo el actual esquema de achique de aguas (sin haberlo intensificado a base de sangradoras), los esfuerzos en pantallas alcanzarían valores inadmisibles para los armados dispuestos (Esta limitación corresponde a las secciones finales del tramo, puesto que el tramo inicial sí hay margen para la variación de las presiones de agua).
- En caso de añadirse las sangradoras, las presiones de agua resultantes (ver apartado 1. Antecedentes) son muy similares a las originalmente consideradas y el armado de las pantallas es suficiente para soportar los esfuerzos que aparecen durante la excavación interior del Falso Túnel.
  El empuje pasivo que se desarrolla en el intradós de las pantallas alcanza, como máximo, el 69.2% del total de empuje máximo pasivo disponible.
- Para las secciones iniciales del Falso Túnel no existen problemas para la excavación interior del Falso Túnel hasta el PK 706+290 con unas presiones de agua correspondientes al achique de aguas interiores con pozos.

4. CONCLUSIONES.

- Es necesario intensificar el achique de agua entre pantallas hasta alcanzar un estado hidrológico durante construcción similar al originalmente considerado en el diseño del tramo.
- En el tramo inicial, desde el PK: 706+240 hasta el PK: 706+290, se puede excavar el interior del Falso Túnel con una ley de presiones interiores de aguas correspondiente a la utilización de pozos.
- Con el actual esquema de achique de aguas el armado de las pantallas es insuficiente para soportar los esfuerzos que aparecerán durante la excavación interior del Falso Túnel entre los PK: 706+290 y PK: 706+400

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

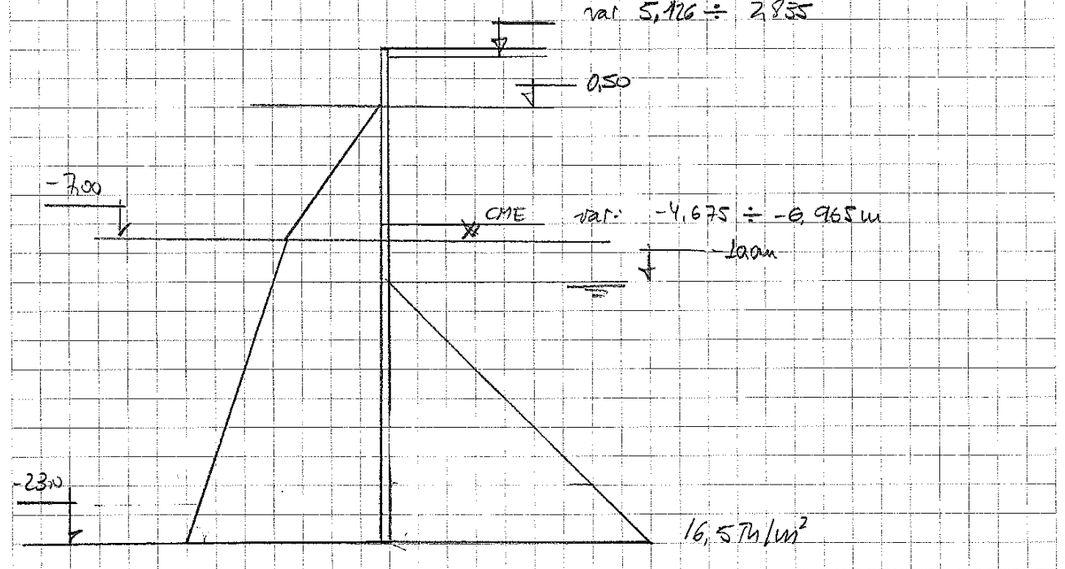
Barcelona, a 15 de abril de 2005

NOTA DE CÁLCULO

NUEVAS PRESIONES DE AGUA EN EL TRAMO DE TRANSICIÓN.

Tras añadir Sangradoras a 50 m

Ley de presiones de agua en el intradós:



Se verifican las secciones de diseño con las nuevas condiciones hidrológicas

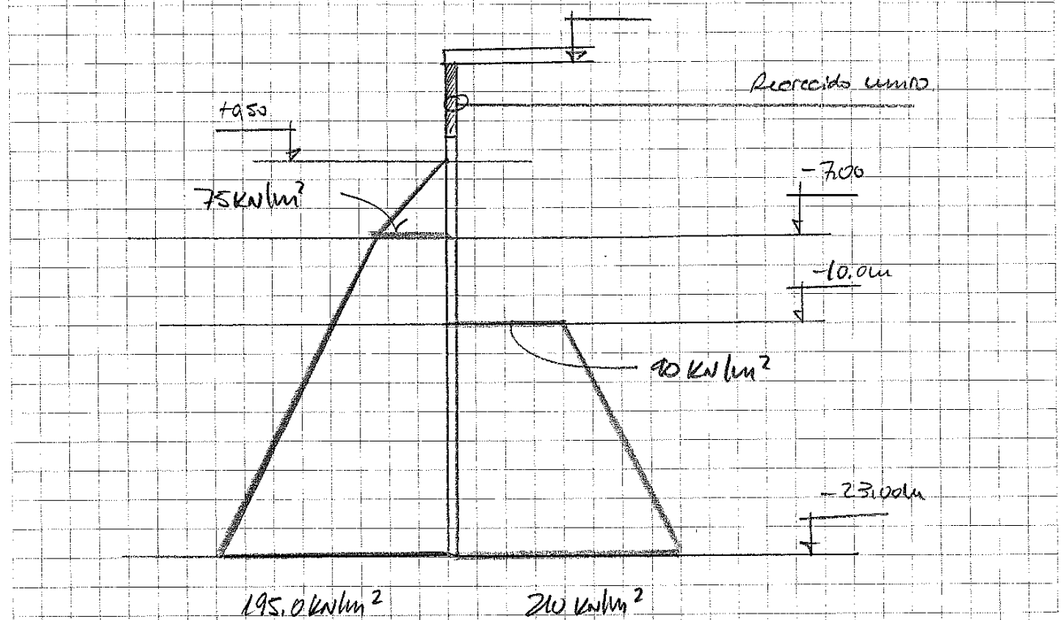
↳ Se comprueban posibles incrementos de esfuerzos y porcentaje de empuje pasivo movilizado

Can Tunis 15-Abr-05

1) Sección INICIAL

En caso de no utilizar sangrador A4 y servirse sólo de los pozos de bombeo

Ley de presiones de agua:



Se comprueba el caso más desfavorable, que corresponde a realizar el relleno de trasdós antes de completar la sección transversal del Falso Túnel con la contrabóveda

Archivo RAD: P2TRS1HP.RD

Nuevo régimen hidrológico con pozos de bombeo, sin sangrador A4

(1)

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2TRS1HP *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -0.50m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* TRAMO DE TRANSICION ENTRE TRAMO A CIELO ABIERTO Y TRAMO DE
* CRUCE CON LA B-17. SECCION INICIAL. PK 706+240
* MODIFICACION EN PRESIONES DE AGUA POR CAMBIO EN EL ESQUEMA DE
* ACHIQUE DE AGUAS INTERIORES.
5.925
1.30 0.0^3*2.726E6/12
-23.0 1.0^3*2.726E6/12
8.5
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 1.30
EXC(2) 1.30
SUB(1,1) 1.30 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 1.30 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 1.30 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 1.30 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 1.30 6.0 7.0 8.0
SUB(1,1) 1.30 7.0 8.0 10.0
SUB(1,1) 1.30 8.0 9.0 12.0
SUB(1,1) 1.30 9.0 10.0 14.0
SUB(1,1) 1.30 10.0 35.0 15.0
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(2,1) -10.0 0.0 9.0
WAT(2) -23.0 21.0
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO MUROS, EJECUCION DE LA CUBIERTA
* Y RELLENO HASTA REPOSICION DEL TERRENO
INE(1) 1.0^3*2.726E6/12
STR 5.525 1.0 0.0 0.0 363500.0
BAC(1) 5.125 0.5
1.30 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0
SUB(1) 5.125 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 3: EXCAVACION HASTA -0.50
EXC(2) -0.50
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN 0.50 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 0.50 1.0 0.0 0.0 60500.0
EXC(2) -4.675
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -2.375 1 0 0 101000
STR(0,2)
CAL
* RELLENO TRASDOS
```

Nuevas presiones de agua en el intradós

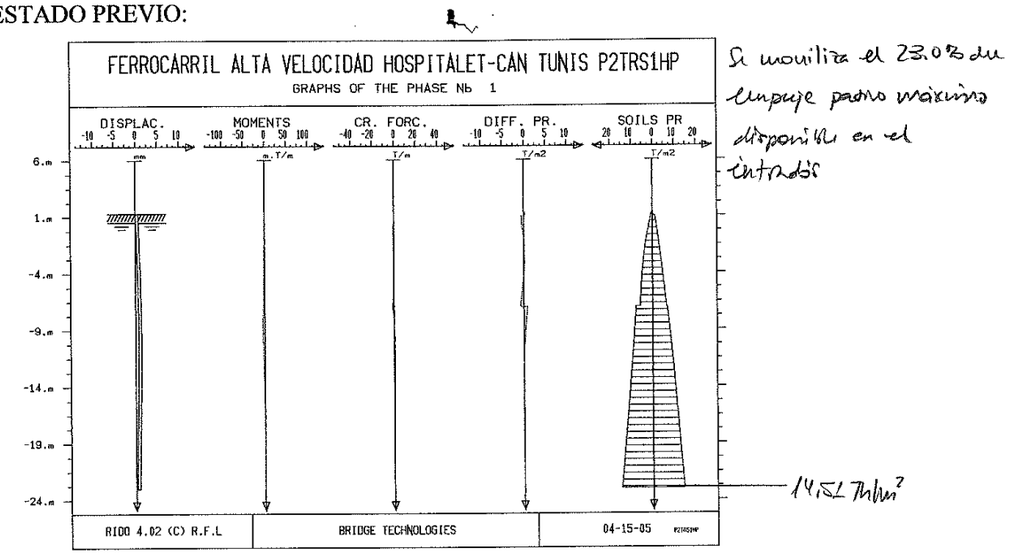
(2)

```
* BAC(1) 5.125 0.5
* 1.30 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0
* SUB(1) 5.125 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -23.0 21.0
WAT(2) -2.375 0 0.5
WAT(2) -23.0 21.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
INE(2) 0.66*1.0^2*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 5.525 1 0 0 0.66*363500.0
STR -2.375 1 0 0 0.66*101000.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```


PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE TRANSICIÓN (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 1. SECCIÓN INICIAL 706+240

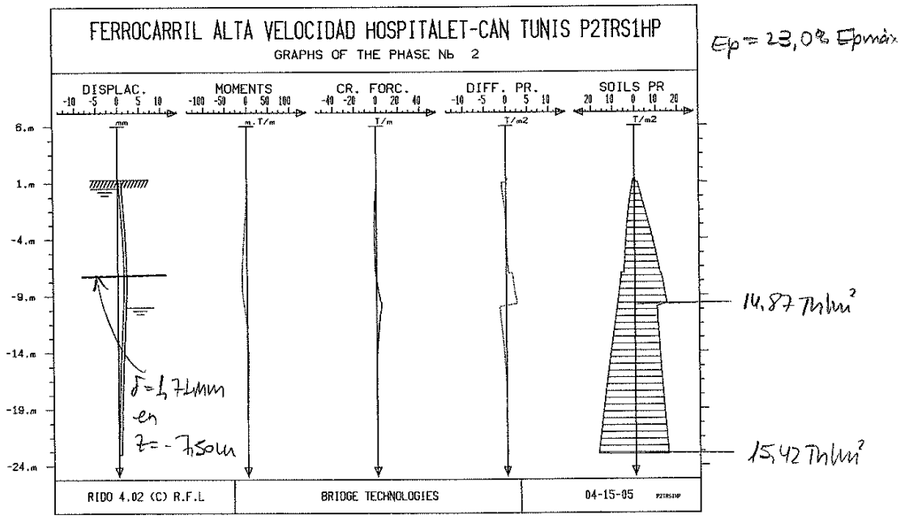
COMPROBACIÓN POR CAMBIO EN LAS PRESIONES DE AGUA (SIN SANGRADORAS ADICIONALES, SÓLO POZOS DE BOMBEO)

ESTADO PREVIO:



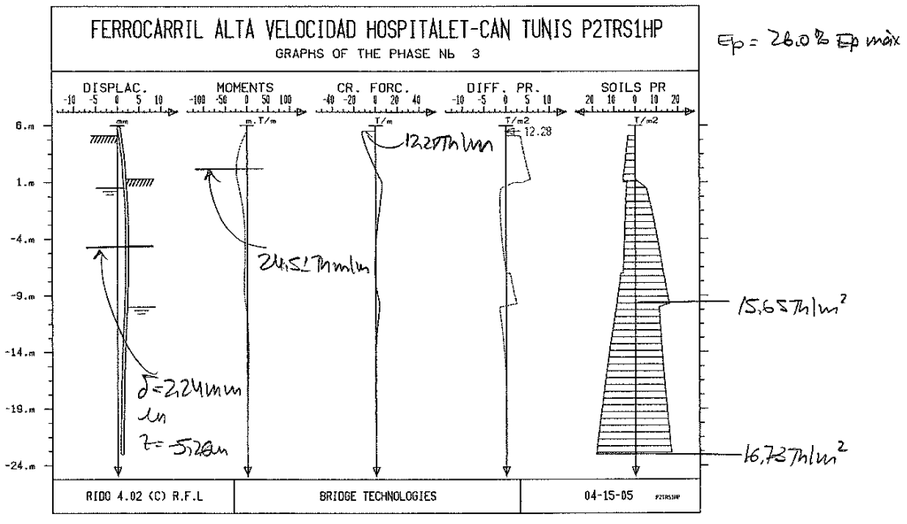
Se moviliza el 23,0% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

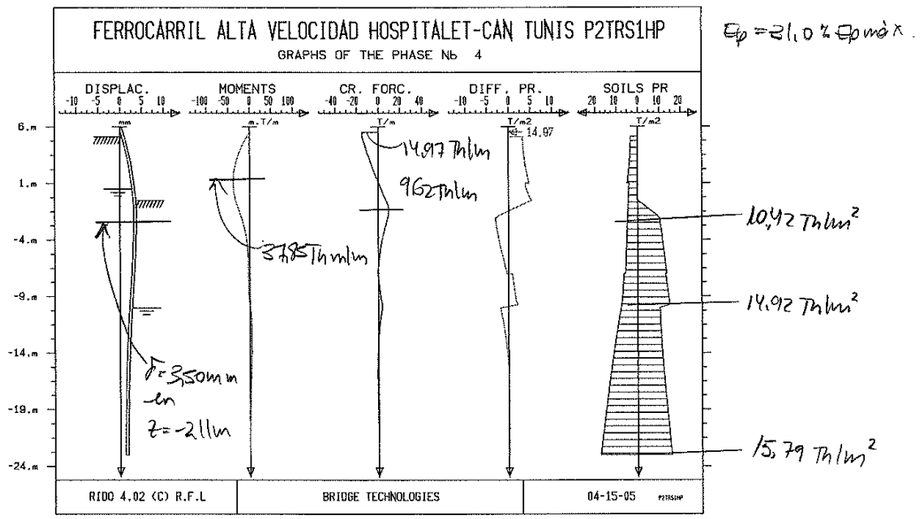


Ep = 23,0% Epmáx

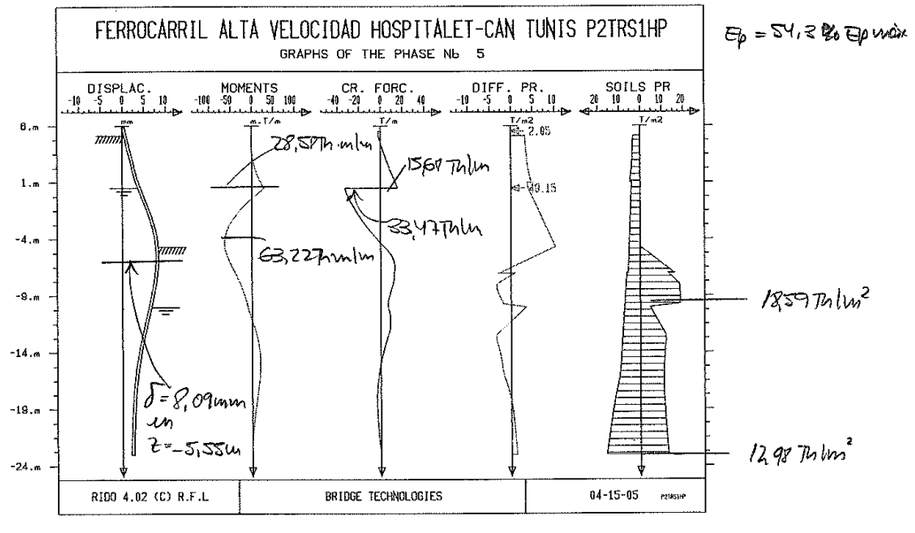
RECRECIDO, EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA REPOSICIÓN TERRENO NATURAL:



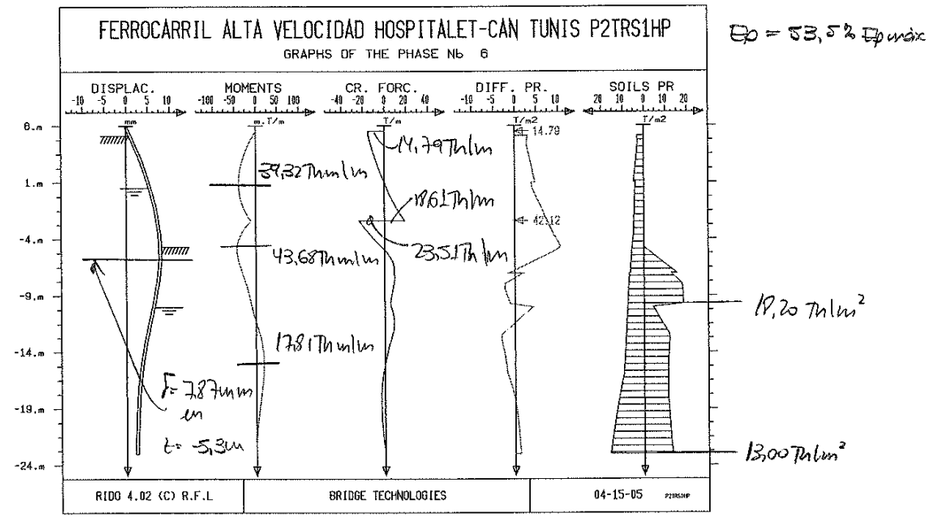
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.50m:



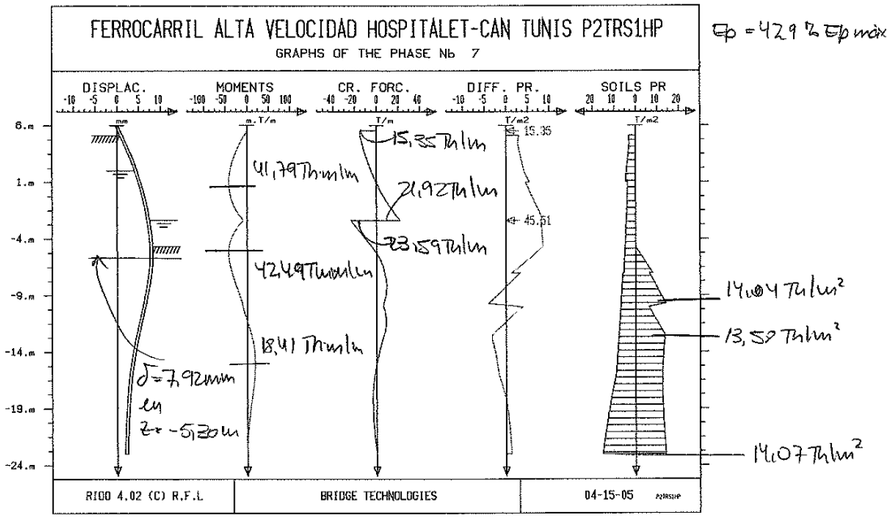
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=+0.50 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.675:



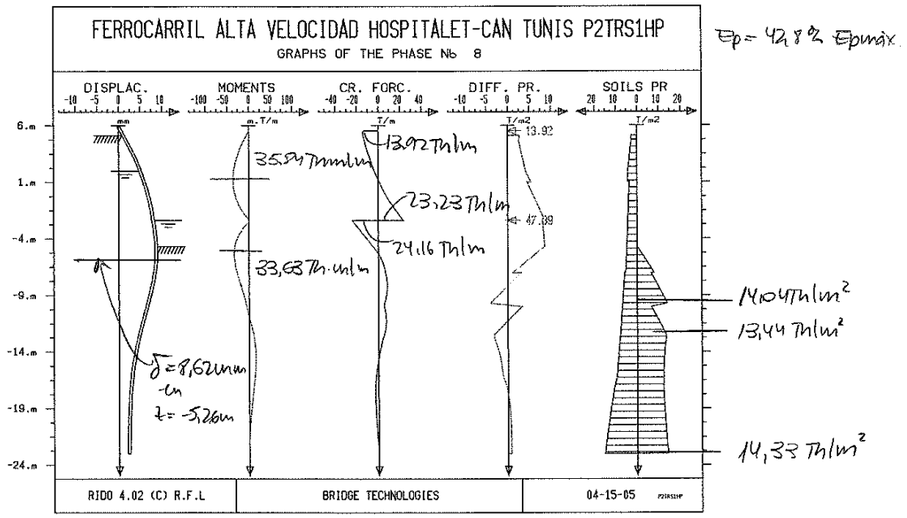
EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



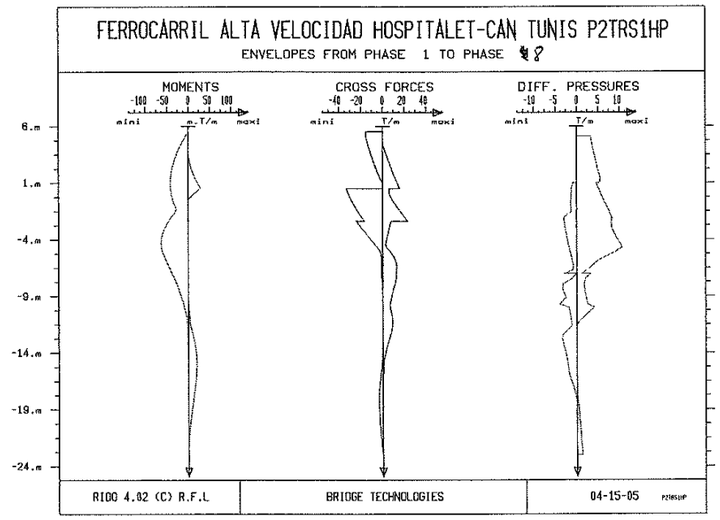
SUBIDA MÁXIMA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



FLUENCIA:

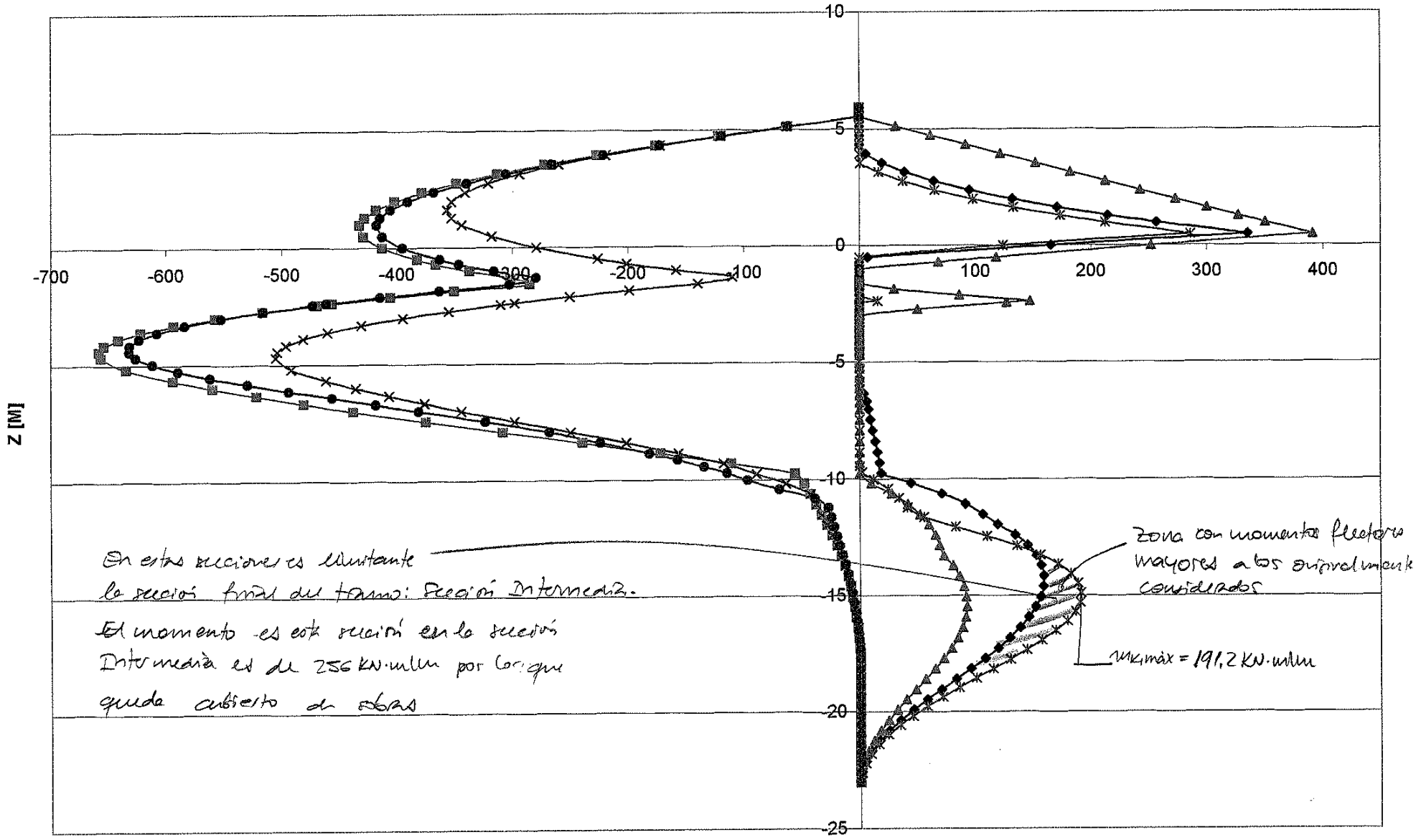


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



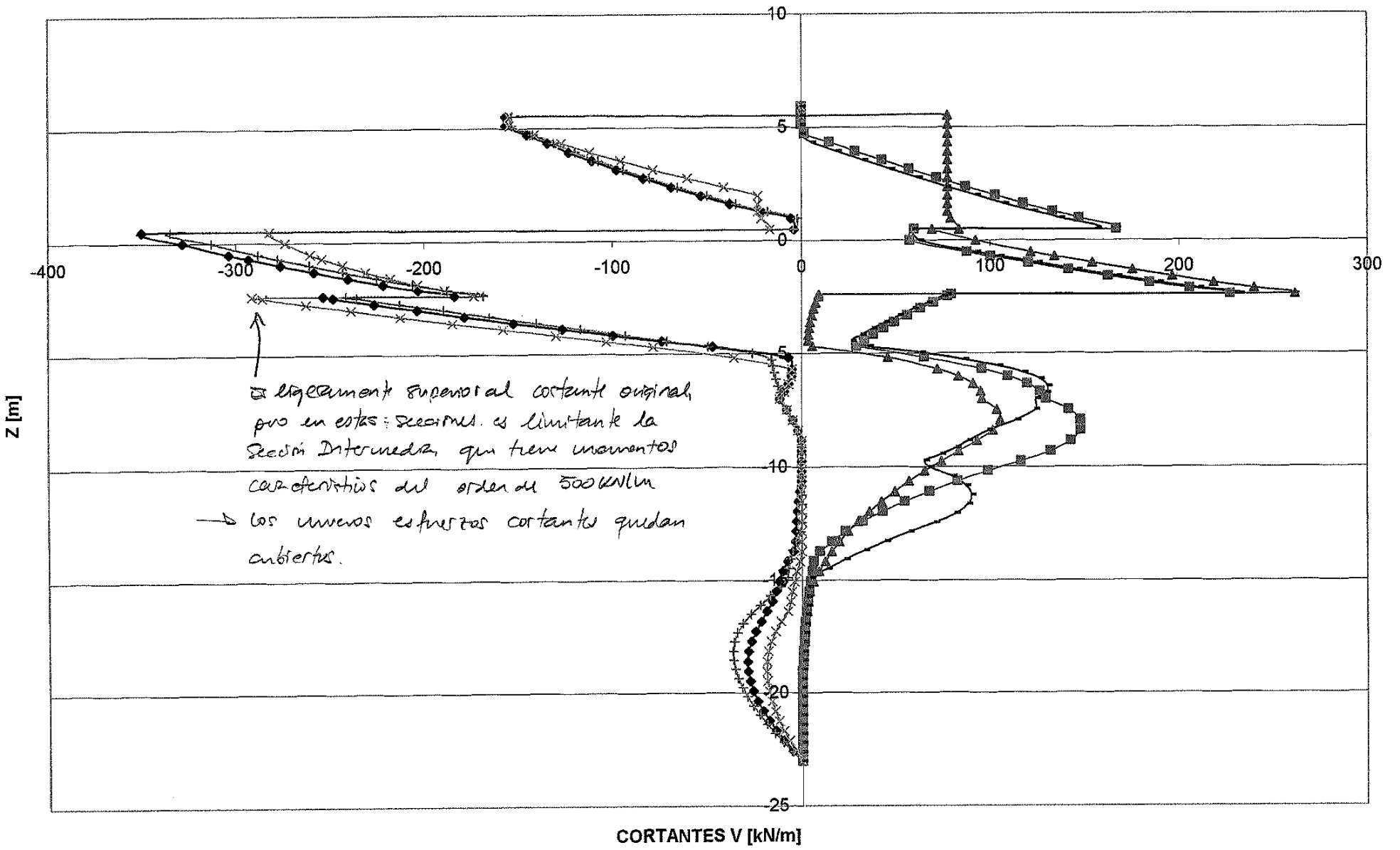
(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES h=1.00m



RESIONES DE AGUA
15/04/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES h=1.00m

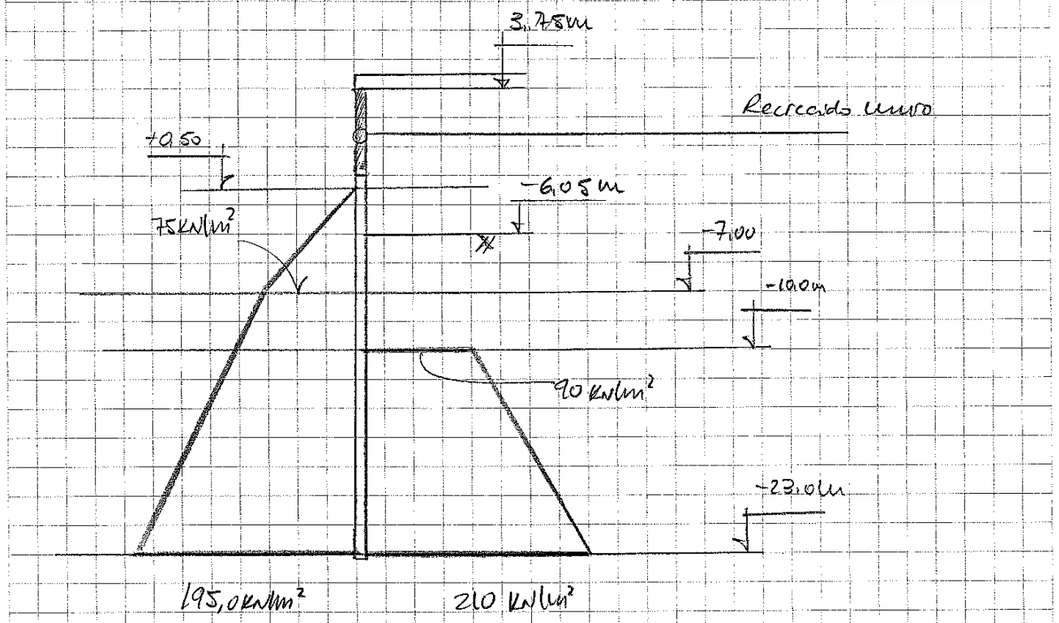


ESIONES DE AGUA
15/04/2005

iii) Sección INTERMEDIA ←
↑ La sección final del tramo L-2

En caso de no utilizar sangradores y servirse sólo de los pozos de bombeo

Ley de presiones de agua:



Se considera el caso más desfavorable de realizar el relleno de tierras antes de completar la sección transversal del Falso Túnel con la contrabóveda

Archivo RHO: P2TRS2HP.RHO

↑ Régimen hidrológico con pozos de bombeo, sin sangradores.

→ Empuje pasivo máximo movilizado 69,2% (OK!)

1

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2TRS2HP *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -2.0m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* TRAMO DE TRANSICIN ENTRE TRAMO A CIELO ABIERTO Y TRAMO DE
* CRUCE CON LA B-17, SECCION INTERMEDIA 706+336
* MODIFICACION EN PRESIONES DE AGUA POR CAMBIO EN EL ESQUEMA DE
* ACHIQUE DE AGUAS INTERIORES.
4.75
1.3 0.0^3*2.726E6/12
-23.0 1.0^3*2.726E6/12
8.5
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 1.3
EXC(2) 1.3
SUB(1,1) 1.3 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 1.3 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 1.3 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 1.3 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 1.3 6.0 7.0 8.0
SUB(1,1) 1.3 7.0 8.0 10.0
SUB(1,1) 1.3 8.0 9.0 12.0
SUB(1,1) 1.3 9.0 10.0 14.0
SUB(1,1) 1.3 10.0 35.0 15.0
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(2,1) -10.0 0.0 9.0
WAT(2) -23.0 21.0
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO MUROS, EJECUCION DE LA CUBIERTA
* Y RELLENO HASTA REPOSICION DEL TERRENO
INE(1) 1.0^3*2.726E6/12
STR 4.25 1.0 0.0 0.0 413000.0
BAC(1) 4.75 0.5
1.3 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0
SUB(1) 4.75 0.0 35.0 9.0
CAL
* ETAPA 3: EXCAVACION HASTA -2.00
EXC(2) -2.00
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN -1.00 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -1.00 1.0 0.0 0.0 54500
EXC(2) -6.05
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -3.75 1 0 0 100000
STR(0,2)
CAL
* RELLENO TRASDOS
```

Nuevas presiones de agua

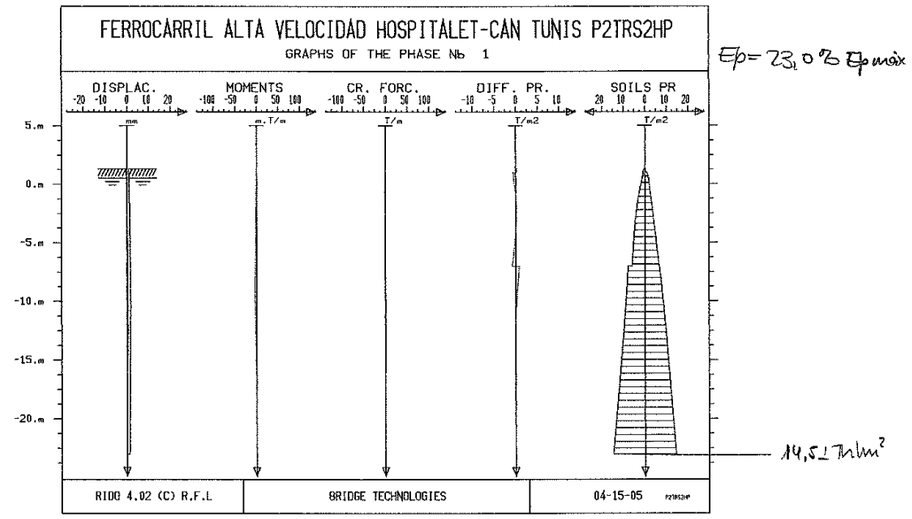
2

```
* BAC(1) 4.75 0.5
* 1.3 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0
* SUB(1) 4.75 0.0 35.0 9.0
* CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -23.0 21.0
WAT(2) -3.75 0 2.0
WAT(2) -23.0 21.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
INE(2) 0.66*1.0^2*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 4.25 1 0 0 0.66*413000.0
STR -3.75 1 0 0 0.66*100000.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

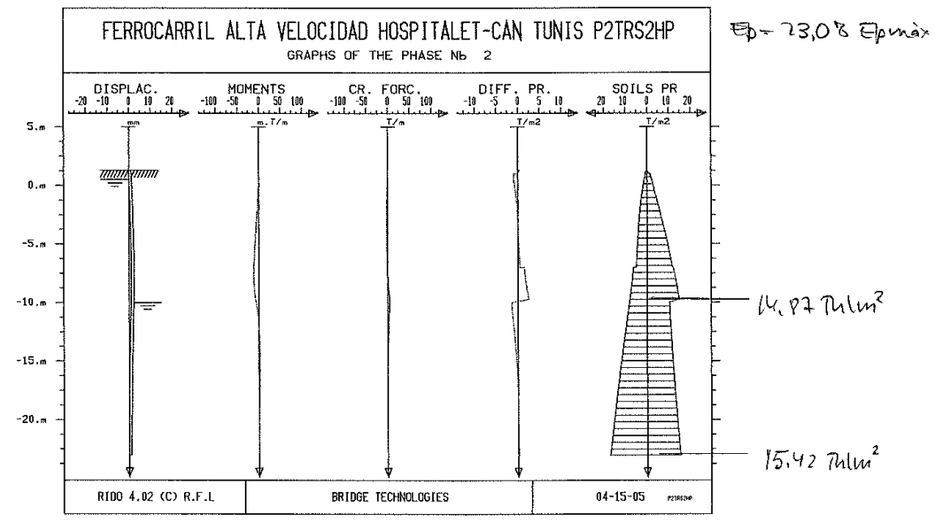

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE TRANSICIÓN (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 1. SECCIÓN INTERMEDIA 706+336

COMPROBACIÓN POR CAMBIO EN LAS PRESIONES DE AGUA (SIN SANGRADORAS ADICIONALES)

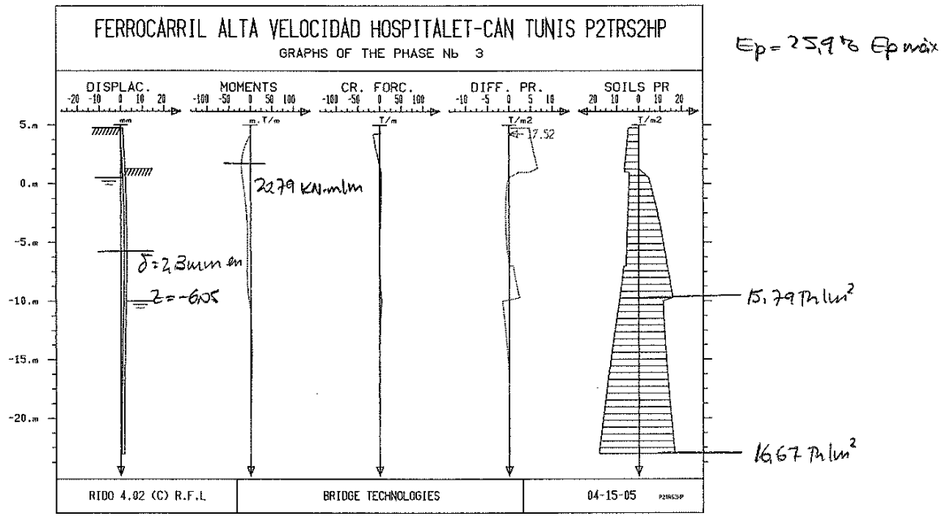
ESTADO PREVIO:



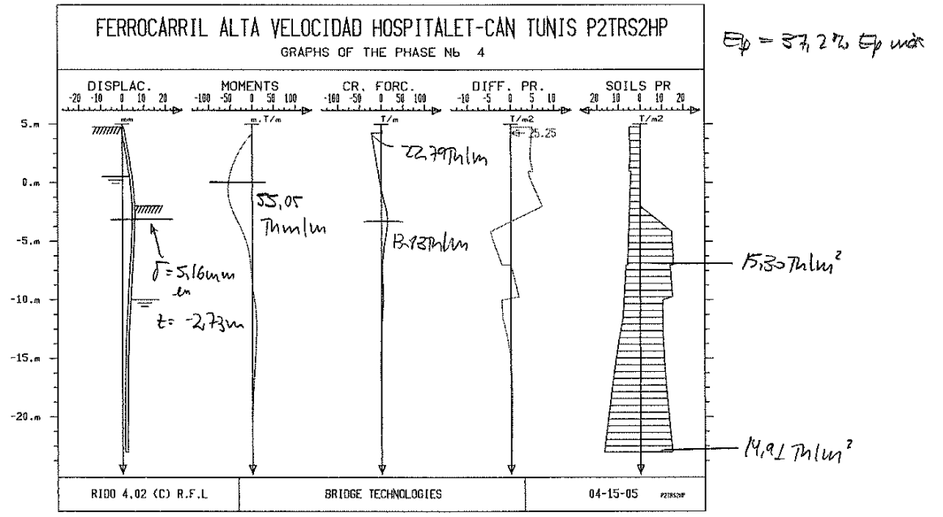
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



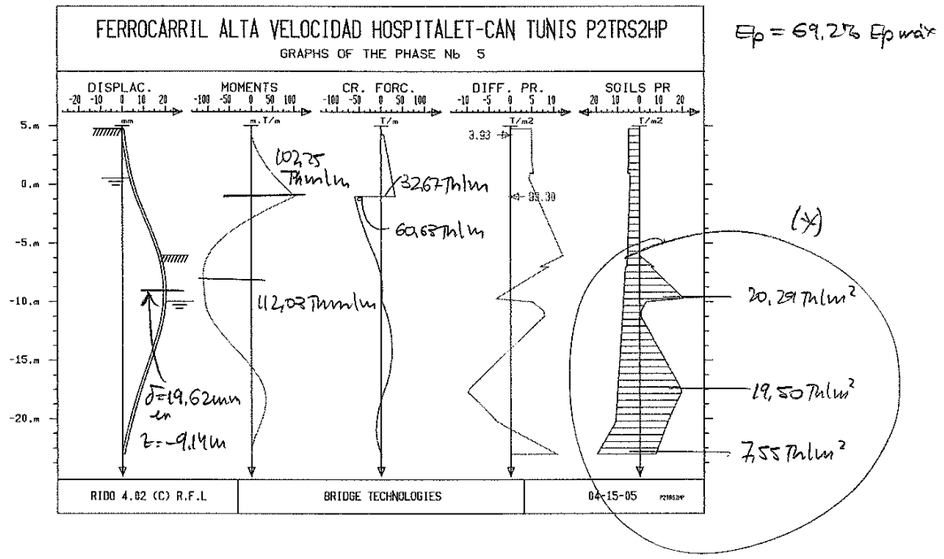
RECRECIDO, EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA REPOSICIÓN TERRENO NATURAL:



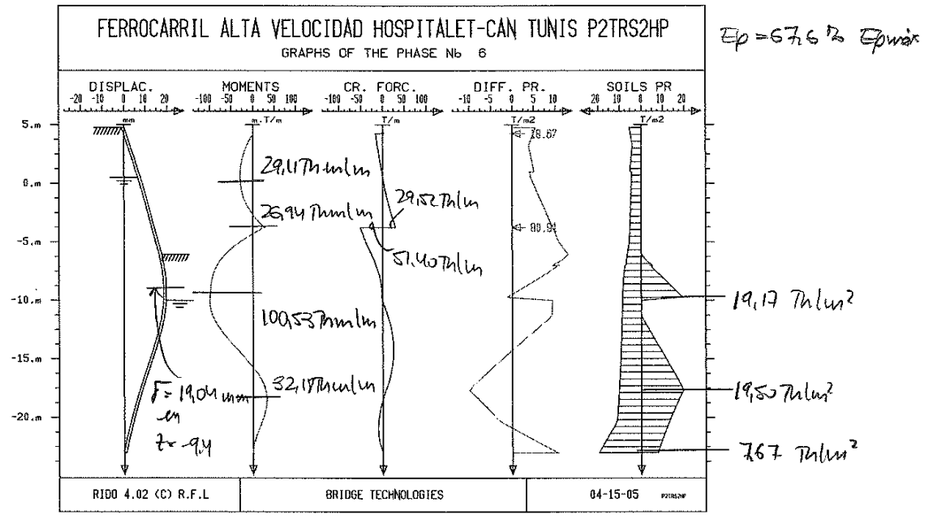
EXCAVACIÓN HASTA Z=-2.00m:



PUNTAL PROVISIONAL EN Z=+1.00 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.05m:

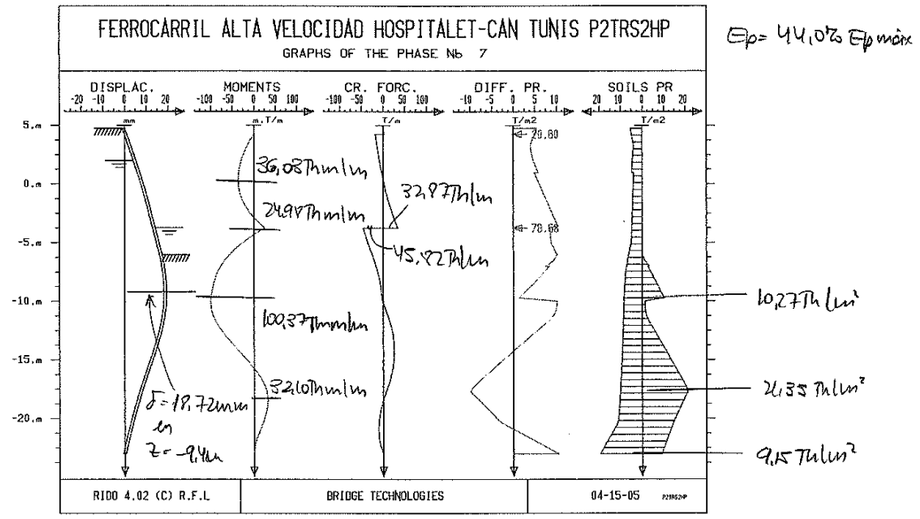


EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:

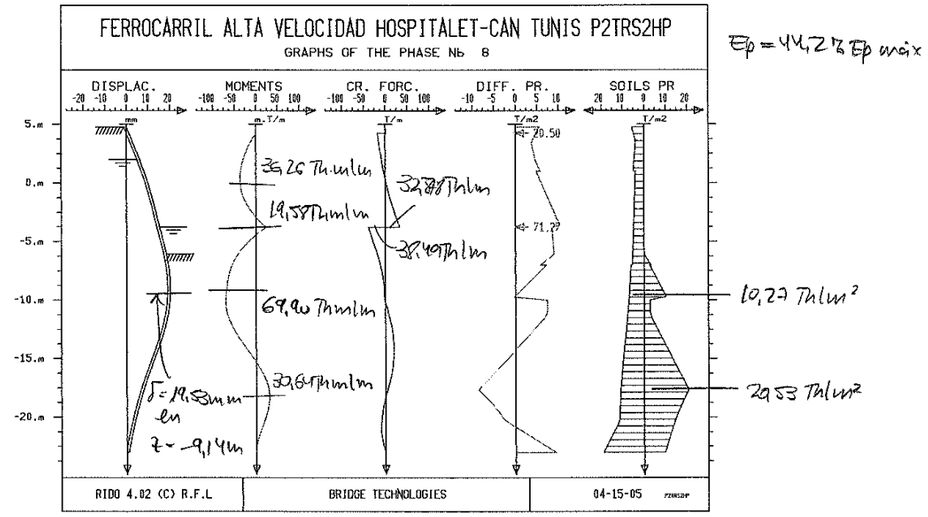


(*) Baja cuando la resultante del empuje pasivo en el intradós → aumentan los momentos en la pantalla

SUBIDA MÁXIMA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:

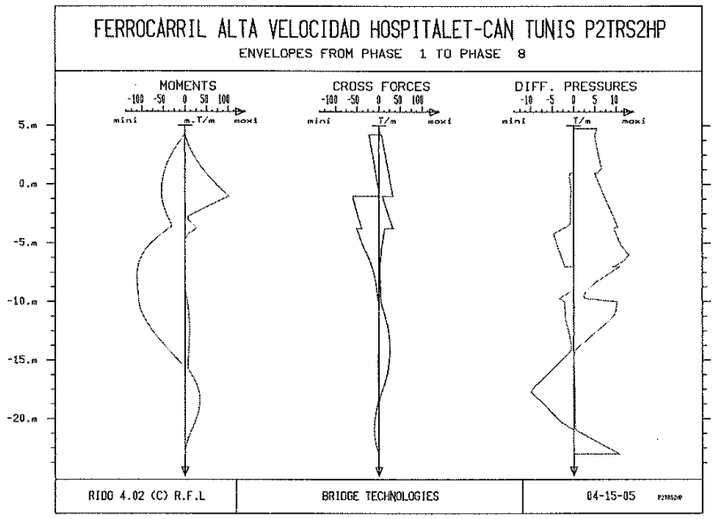


FLUENCIA:



(7)

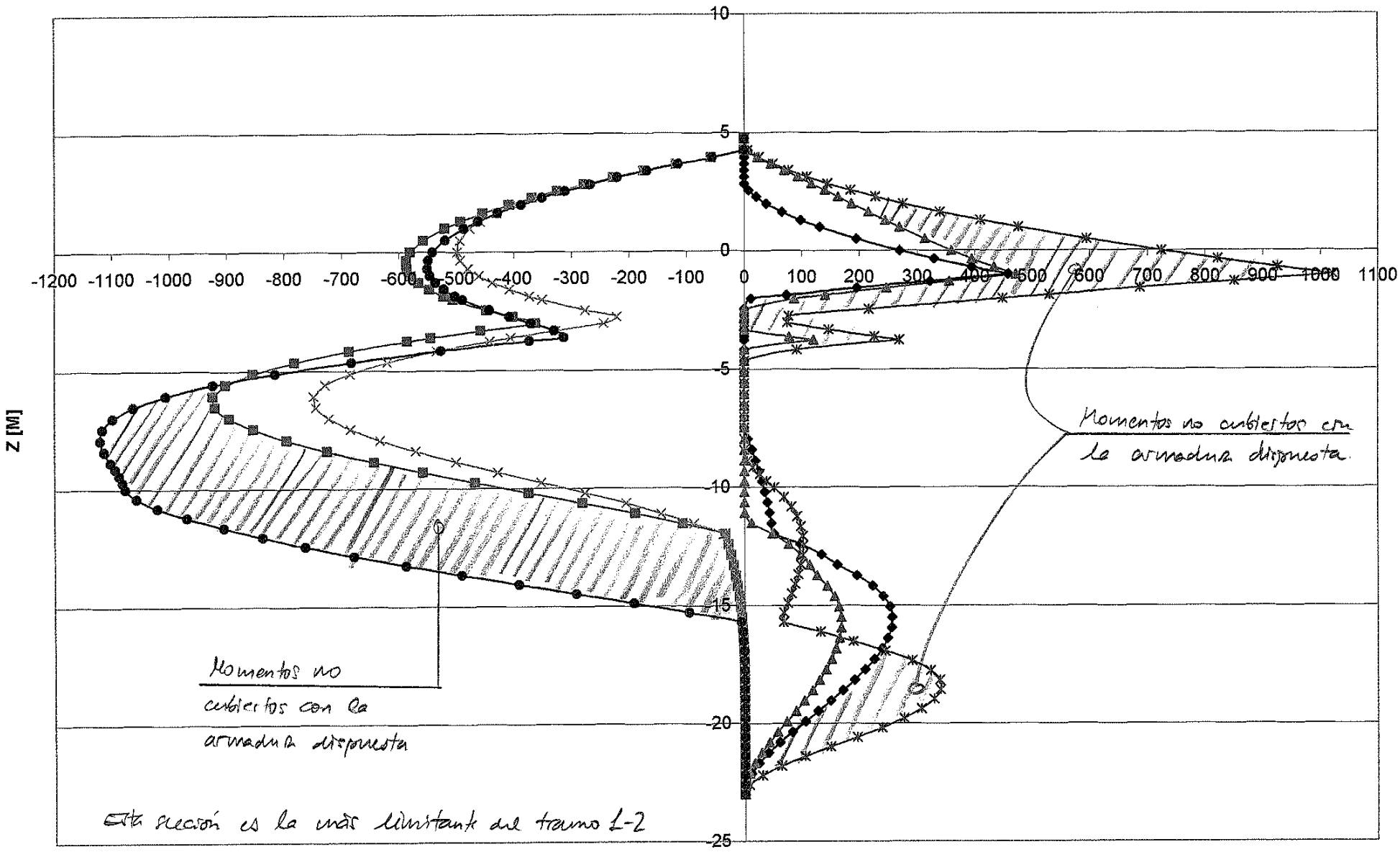
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

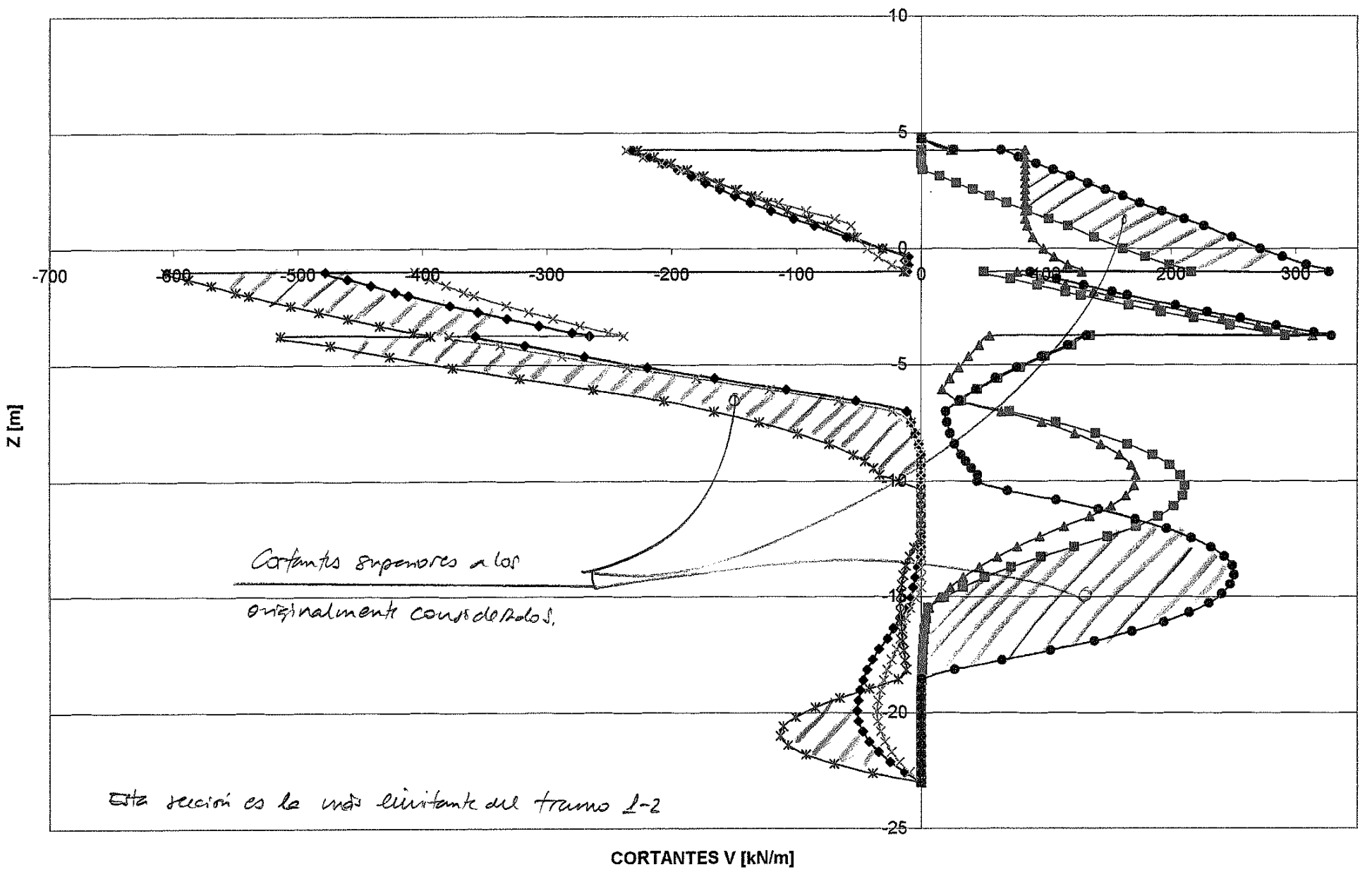
(2)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES h=1.00m



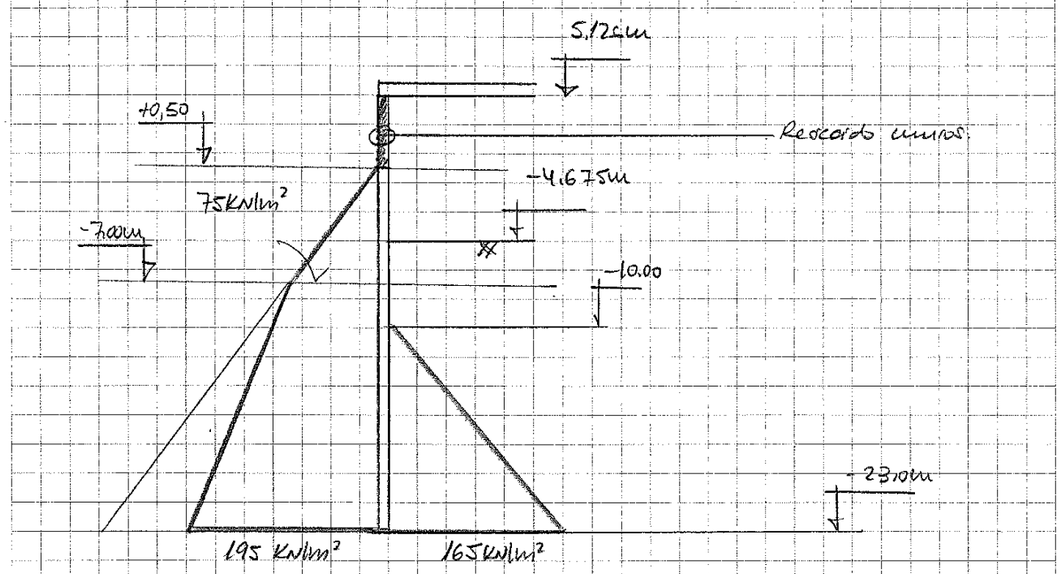
UA
15/04/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES h=1.00m



UA
15/04/2005

i) Sección INICIAL: 706+240



Archivo RIDO: P2TRS1HH.RD ← con presiones modificadas.

Mismas presiones de agua en sentido que las originalmente consideradas (ver Nota de cálculo original)

En caso de considerar el relleno lineal (antes de completar la sección con la contrabóveda) — Archivo RIDO P2TRS1H2.RD

Con presiones modificadas

NOTE BOOK

Relleno de trasdosado posterior a la ejecución de la solera

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2TRS1HH *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -0.50m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* TRAMO DE TRANSICION ENTRE TRAMO A CIELO ABIERTO Y TRAMO DE
* CRUCE CON LA B-17. SECCIN INICIAL. PK 706+240
* MODIFICACION EN PRESIONES DE AGUA POR CAMBIO EN EL ESQUEMA DE
* ACHIQUE DE AGUAS INTERIORES.
* SEGUNDA MODIFICACION POR ADICION DE SANGRADORAS
5.925
1.30 0.0^3*2.726E6/12
-23.0 1.0^3*2.726E6/12
8.5
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 1.30
EXC(2) 1.30
SUB(1,1) 1.30 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 1.30 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 1.30 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 1.30 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 1.30 6.0 7.0 8.0
SUB(1,1) 1.30 7.0 8.0 10.0
SUB(1,1) 1.30 8.0 9.0 12.0
SUB(1,1) 1.30 9.0 10.0 14.0
SUB(1,1) 1.30 10.0 35.0 15.0
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) -10.0 0.0
WAT(2) -23.0 16.5
```

} NUEVA LEY DE PRESIONES DE AGUA

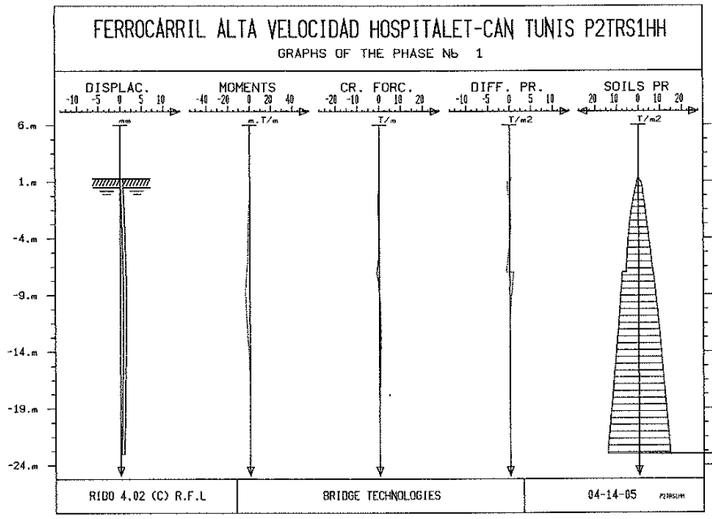
```
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO MUROS, EJECUCION DE LA CUBIERTA
* Y RELLENO HASTA REPOSICION DEL TERRENO
INE(1) 1.0^3*2.726E6/12
STR 5.525 1.0 0.0 0.0 363500.0
* BAC(1) 5.125 0.5
* 1.30 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0
* SUB(1) 5.125 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 3: EXCAVACION HASTA -0.50
EXC(2) -0.50
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN 0.50 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 0.50 1.0 0.0 0.0 60500.0
EXC(2) -4.675
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -2.375 1 0 0 101000
STR(0,2)
CAL
```

```
* RELLENO TRASDOS
BAC(1) 5.125 0.5
1.30 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0
SUB(1) 5.125 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -23.0 21.0
WAT(2) -2.375 0 0.5
WAT(2) -23.0 21.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
INE(2) 0.66*1.0^2*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 5.525 1 0 0 0.66*363500.0
STR -2.375 1 0 0 0.66*101000.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```


PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE TRANSICIÓN (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 1. SECCIÓN INICIAL 706+240

COMPROBACIÓN POR CAMBIO EN LAS PRESIONES DE AGUA (CON SANGRADORAS ADICIONALES)

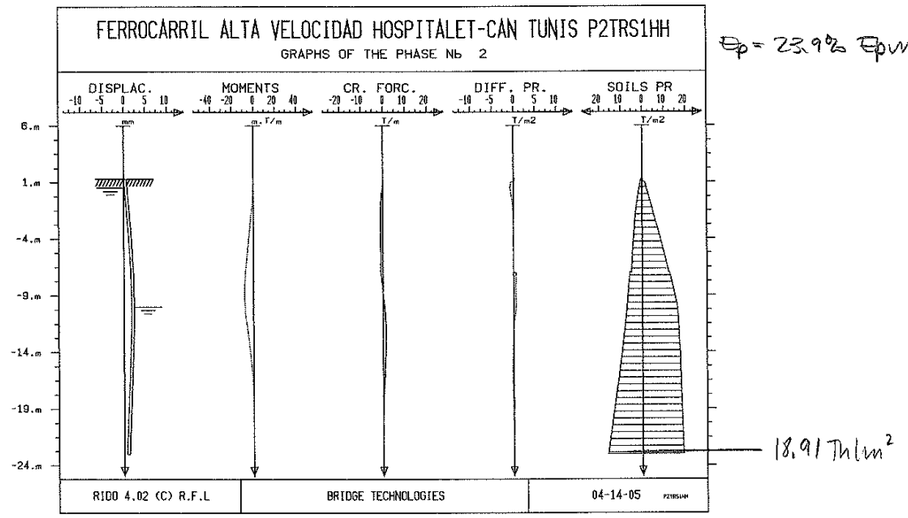
ESTADO PREVIO:



Se moviliza el 23,0% de empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

$14,57 Tn/m^2$

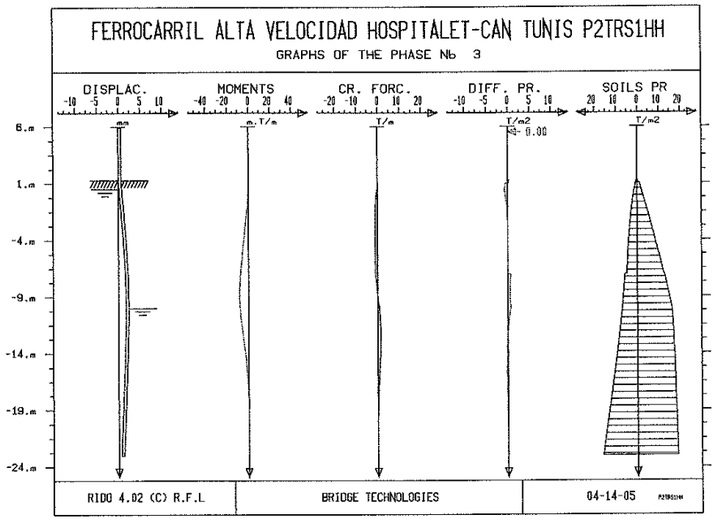
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



$E_p = 23,9\% E_{p,max}$

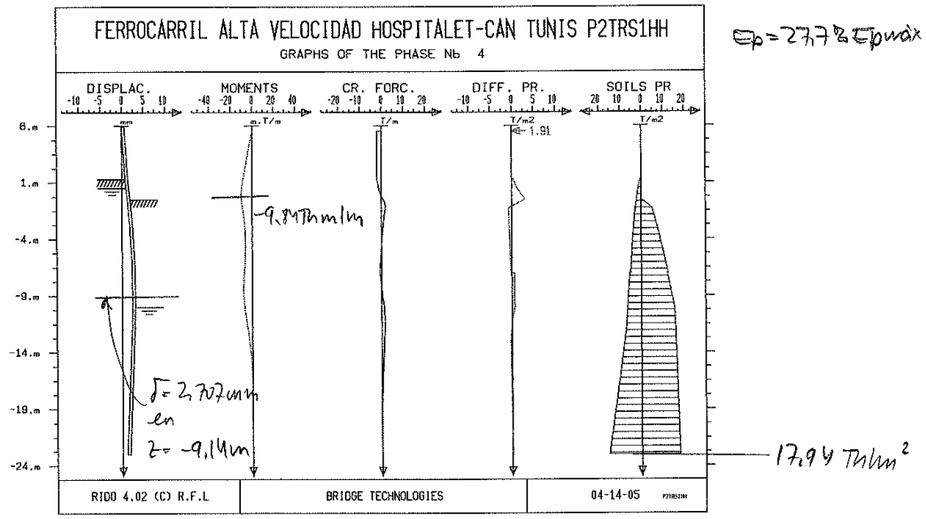
$18,91 Tn/m^2$

RECRECIDO, EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA:



Idem anterior

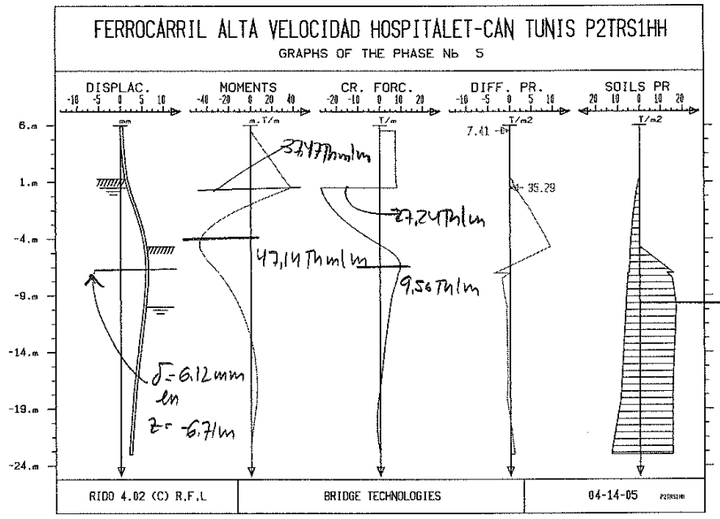
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.50m:



Ep=27,7% Epmáx

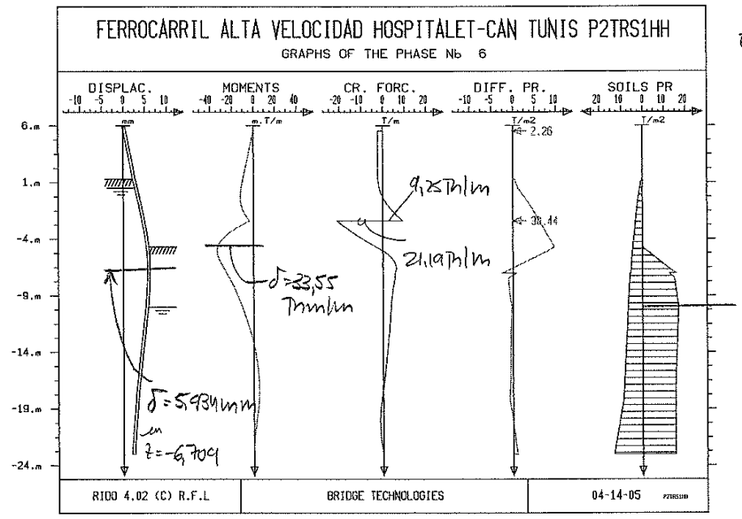
(5)

PUNTAL PROVISIONAL EN Z=+0.50 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.675:



Ep = 42,4% Epmáx

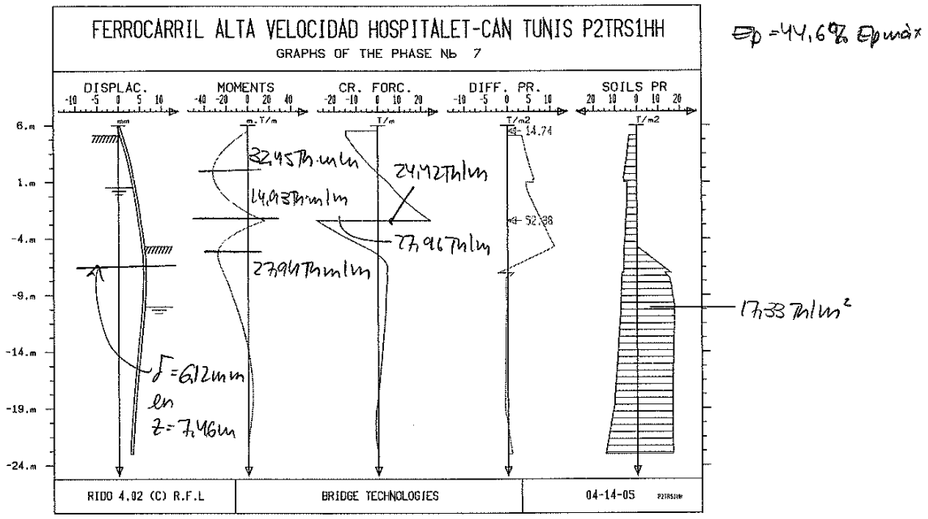
EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



Ep=42,0% Epmáx

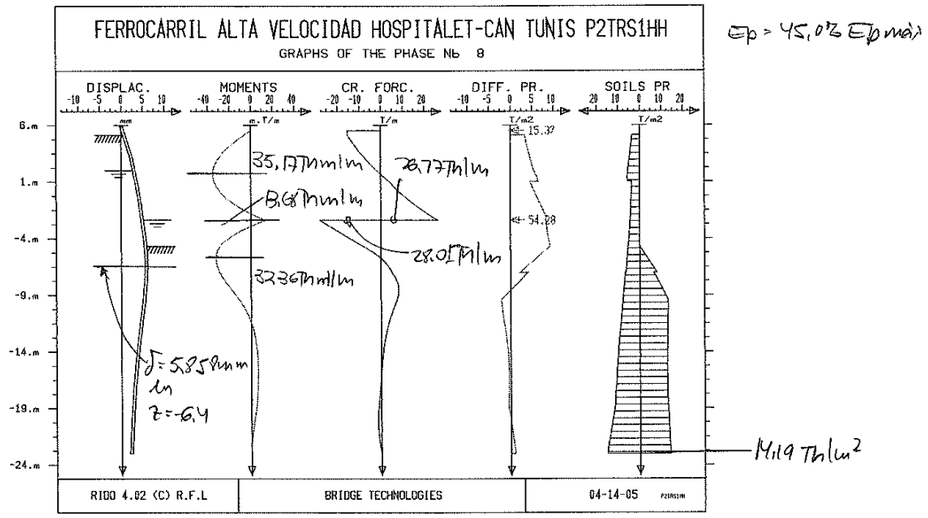
(6)

RELLENO DEL TRASDÓS DE LAS PANTALLAS:



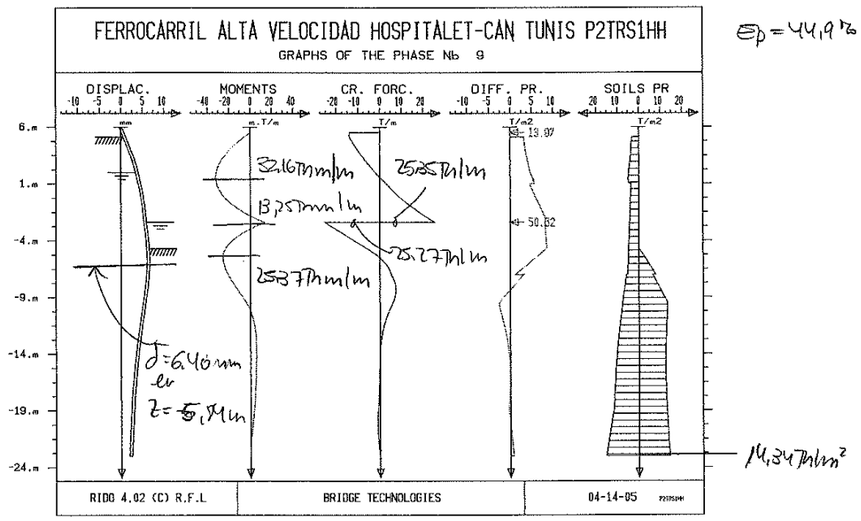
εp = 44,6% εpmáx

SUBIDA MÁXIMA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



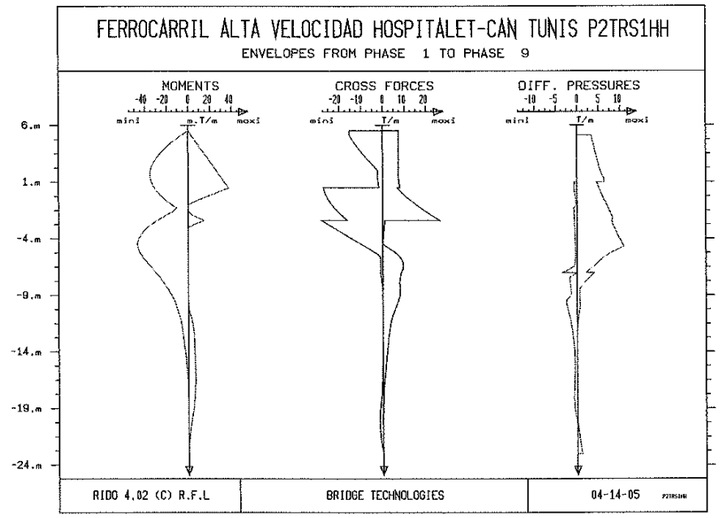
εp = 45,0% εpmáx

FLUENCIA:



εp = 44,9% εpmáx.

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS

Relleno de trasdos previo a la ejecución de la solera.

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2TRSH2 *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -0.50m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* TRAMO DE TRANSICION ENTRE TRAMO A CIELO ABIERTO Y TRAMO DE
* CRUCE CON LA B-17. SECCION INICIAL. PK 706+240
* MODIFICACION EN PRESIONES DE AGUA POR CAMBIO DEL ESQUEMA DE
* ACHIQUE DE AGUAS INTERIORES.
* SEGUNDA MODIFICACION POR ADICION DE SANGARDORAS
5.925
1.30 0.0^3*2.726E6/12
-23.0 1.0^3*2.726E6/12
8.5
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 1.30
EXC(2) 1.30
SUB(1,1) 1.30 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 1.30 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 1.30 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 1.30 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 1.30 6.0 7.0 8.0
SUB(1,1) 1.30 7.0 8.0 10.0
SUB(1,1) 1.30 8.0 9.0 12.0
SUB(1,1) 1.30 9.0 10.0 14.0
SUB(1,1) 1.30 10.0 35.0 15.0
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) -10.0 0.0
WAT(2) -23.0 16.5
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO MUROS, EJECUCION DE LA CUBIERTA
* Y RELLENO HASTA REPOSICION DEL TERRENO
INE(1) 1.0^3*2.726E6/12
STR 5.525 1.0 0.0 0.0 363500.0
BAC(1) 5.125 0.5
1.30 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0
SUB(1) 5.125 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 3: EXCAVACION HASTA -0.50
EXC(2) -0.50
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN 0.50 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR 0.50 1.0 0.0 0.0 60500.0
EXC(2) -4.675
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -2.375 1 0 0 101000
STR(0,2)
CAL
```

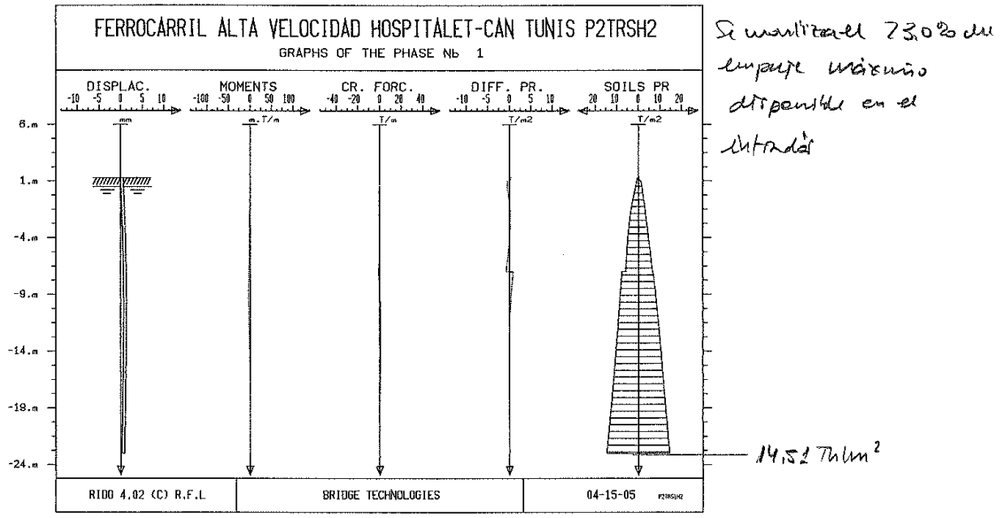
Nuevas presiones de agua tras añadir sangradoras cada 50m.


```
* RELLENO TRASDOS
* BAC(1) 5.125 0.5
* 1.30 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0
* SUB(1) 5.125 0.0 35.0 7.0
* CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -23.0 21.0
WAT(2) -2.375 0 0.5
WAT(2) -23.0 21.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
INE(2) 0.66*1.0^2*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 5.525 1 0 0 0.66*363500.0
STR -2.375 1 0 0 0.66*101000.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE TRANSICIÓN (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 1. SECCIÓN INICIAL 706+240

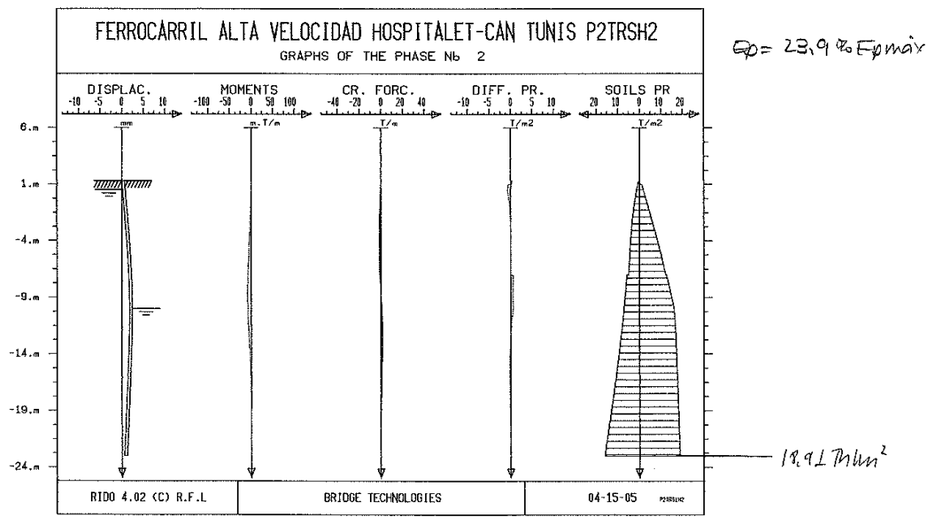
COMPROBACIÓN POR CAMBIO EN LAS PRESIONES DE AGUA (CON SANGRADORAS ADICIONALES)

ESTADO PREVIO:

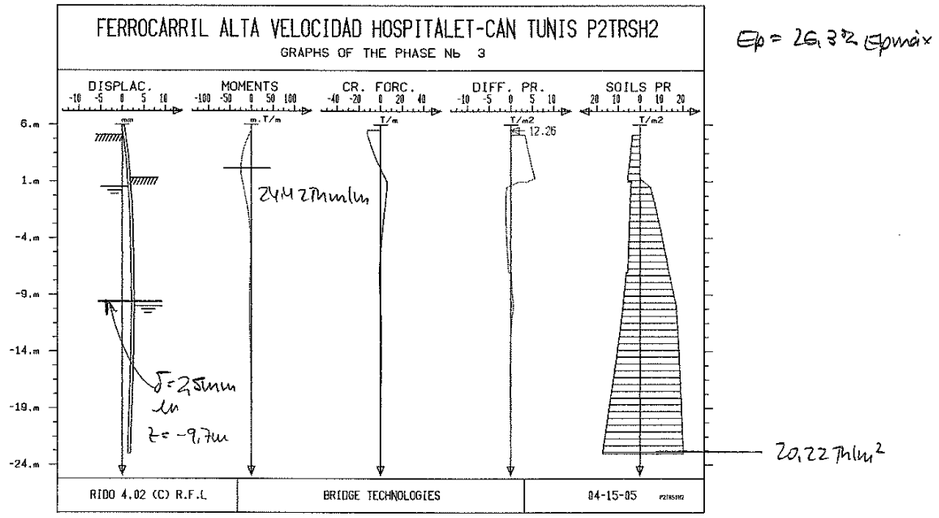


Si mantenemos el 73,0% de empuje máximo disponible en el intrados

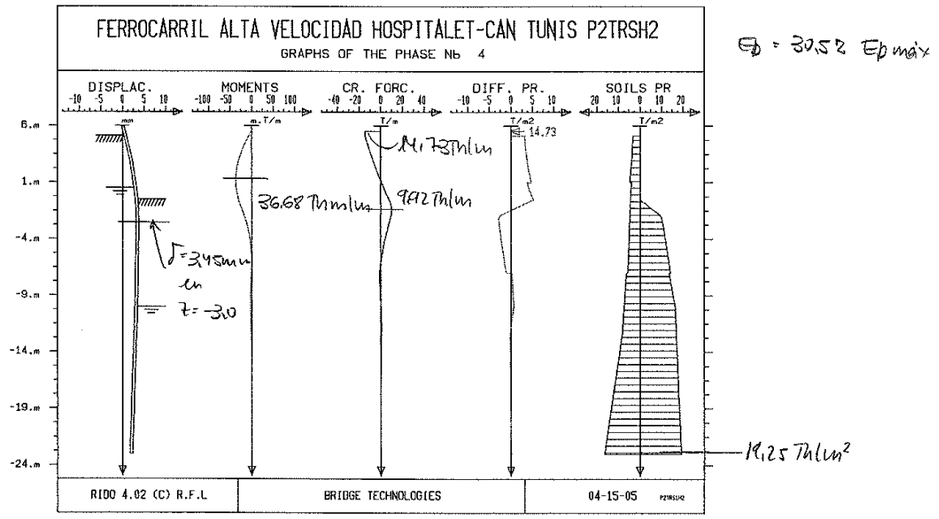
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



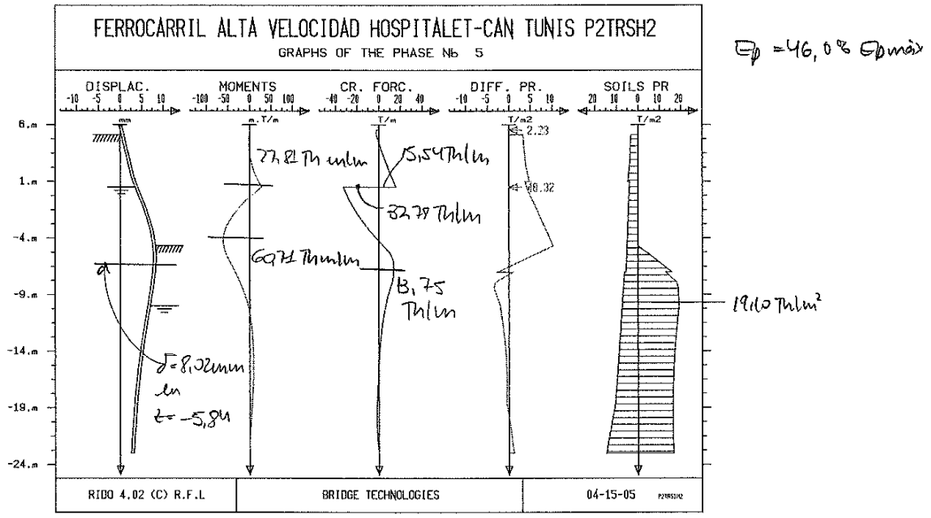
RECRECIDO, EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA REPOSICIÓN TERRENO NATURAL:



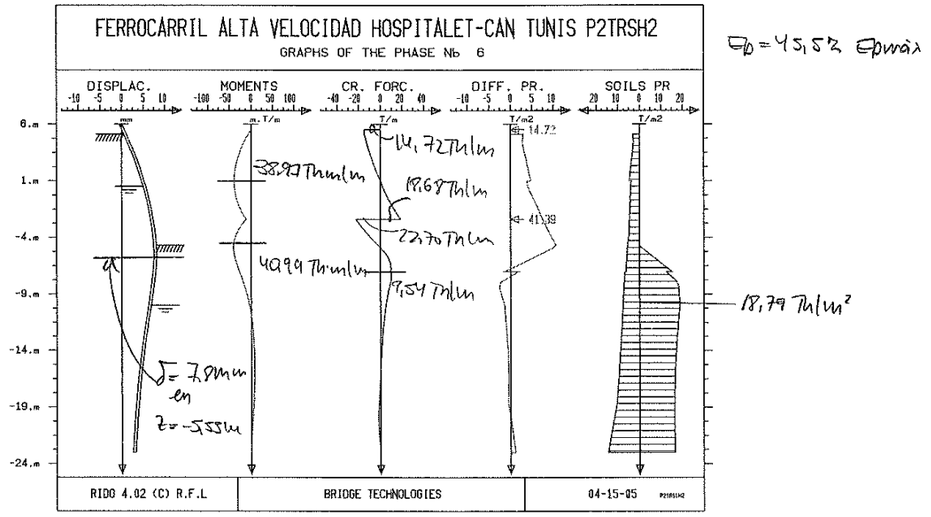
EXCAVACIÓN HASTA Z=-0.50m:



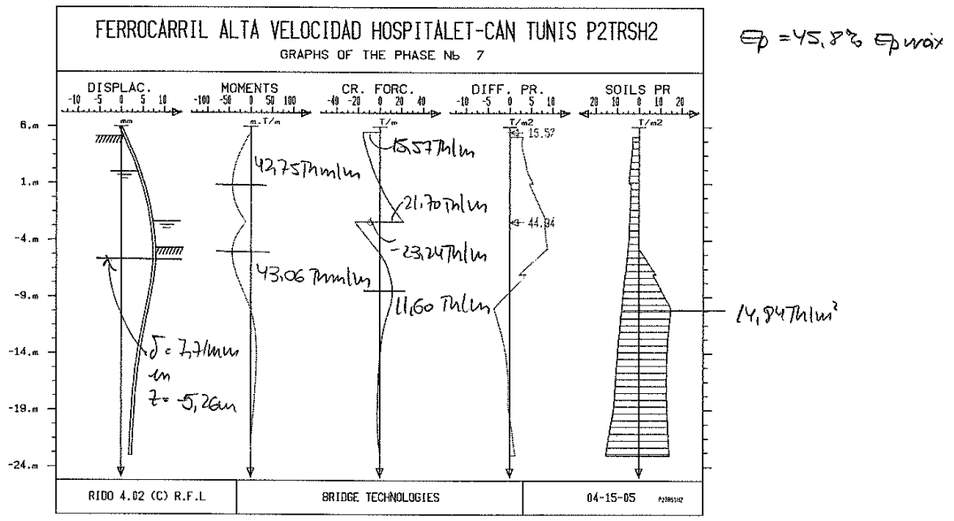
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=+0.50 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.675:



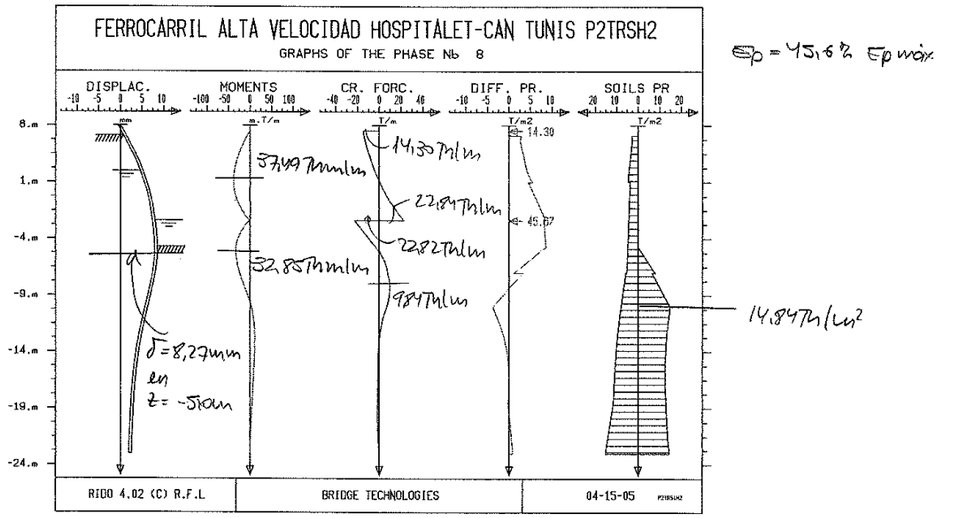
EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



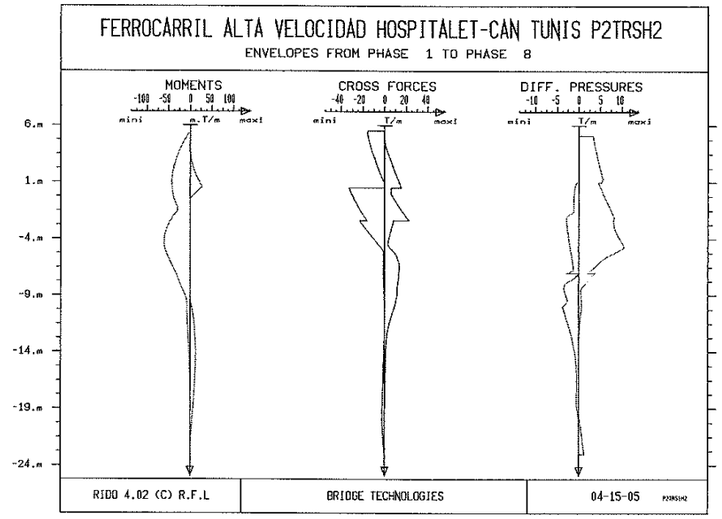
SUBIDA MÁXIMA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



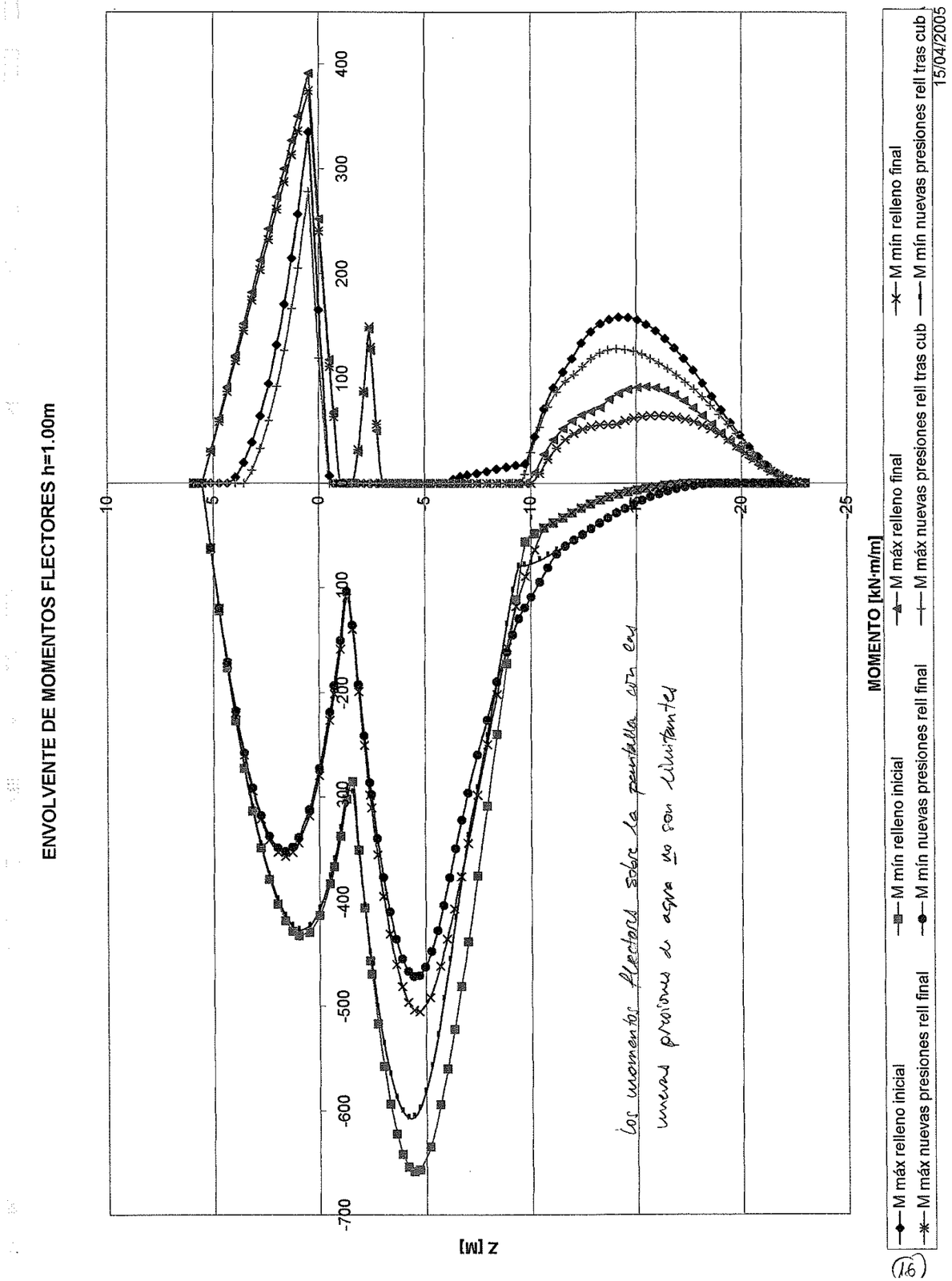
FLUENCIA:

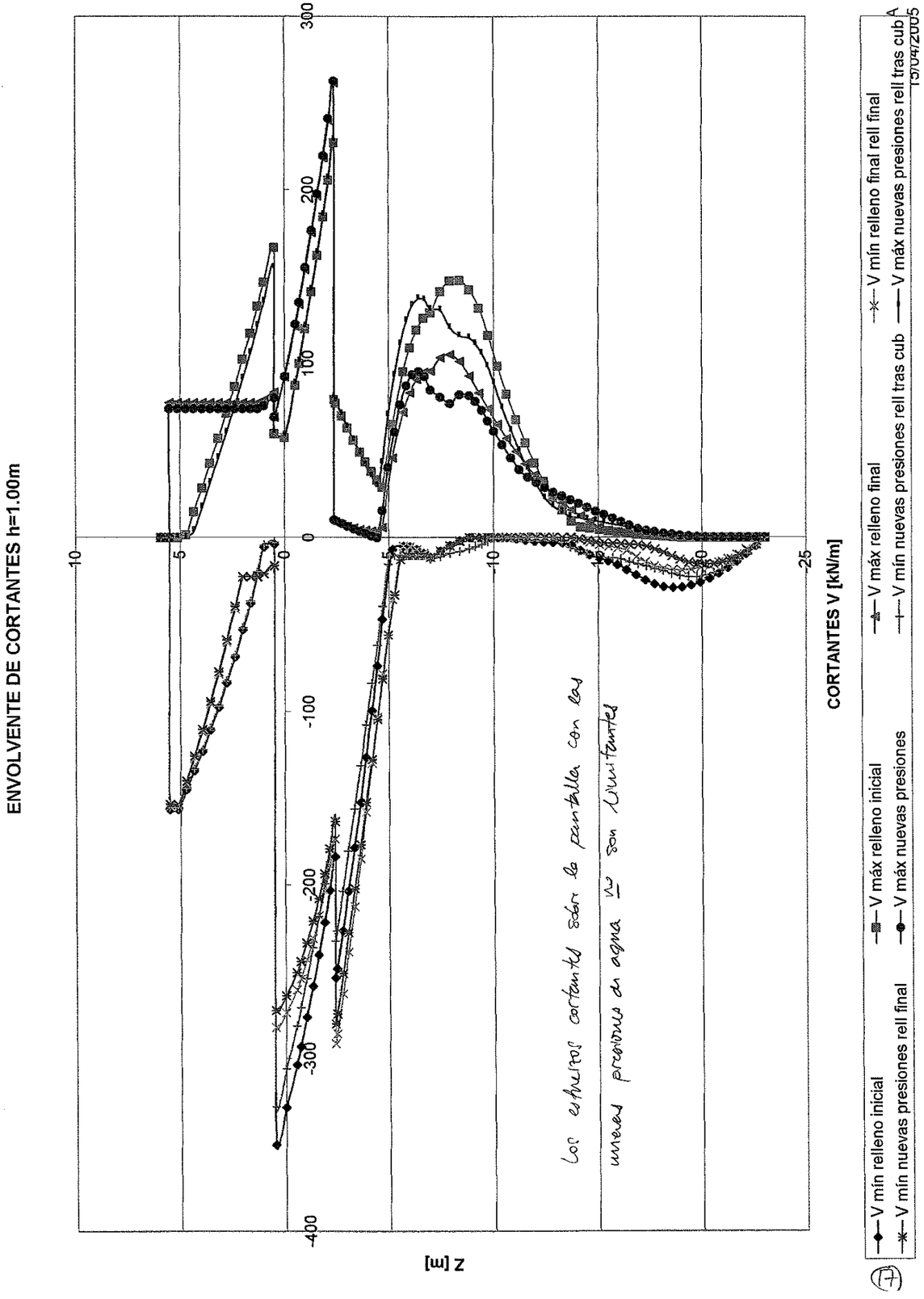


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)



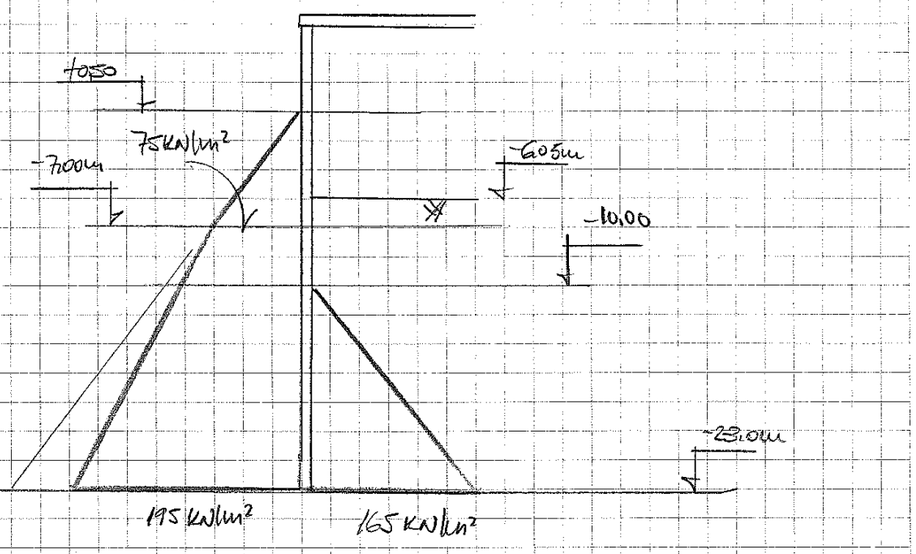


(17)

can Tunis — 4 — 14-Abr-05

ii) Sección INTERMEDIA 706 + 336

↳ Sección final del tramo 1-2



Archivo RIDO: P2TR52HH.RIO

Mismas presiones de agua en servicio que las originalmente consideradas (Ver nota de cálculo original)

Se comprueba el caso de ejecutar el relleno tras la construcción de la cubierta, antes de ejecutar la contrabóveda

(2)

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2TRS2HH *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -2.0m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* TRAMO DE TRANSICIN ENTRE TRAMO A CIELO ABIERTO Y TRAMO DE
* CRUCE CON LA B-17, SECCION INTERMEDIA 706+336
* MODIFICACION EN PRESIONES DE AGUA POR CAMBIO EN EL ESQUEMA DE
* ACHIQUE DE AGUAS INTERIORES.
* SEGUNDA MODIFICACION POR ADICION DE SANGRADORAS
4.75
1.3 0.0^3*2.726E6/12
-23.0 1.0^3*2.726E6/12
8.5
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 1.3
EXC(2) 1.3
SUB(1,1) 1.3 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 1.3 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 1.3 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 1.3 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 1.3 6.0 7.0 8.0
SUB(1,1) 1.3 7.0 8.0 10.0
SUB(1,1) 1.3 8.0 9.0 12.0
SUB(1,1) 1.3 9.0 10.0 14.0
SUB(1,1) 1.3 10.0 35.0 15.0
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) -10.0 0.0
WAT(2) -23.0 16.5
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO MUROS, EJECUCION DE LA CUBIERTA
* Y RELLENO HASTA REPOSICION DEL TERRENO
INE(1) 1.0^3*2.726E6/12
STR 4.25 1.0 0.0 0.0 413000.0
BAC(1) 4.75 0.5
1.3 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0
SUB(1) 4.75 0.0 35.0 9.0
CAL
* ETAPA 3: EXCAVACION HASTA -2.00
EXC(2) -2.00
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN -1.00 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -1.00 1.0 0.0 0.0 54500
EXC(2) -6.05
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -3.75 1 0 0 100000
STR(0,2)
CAL
```

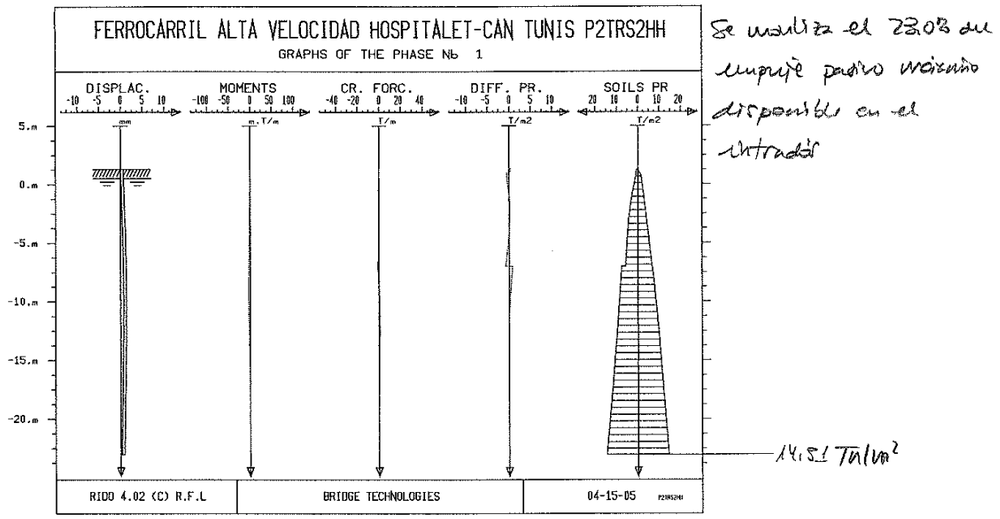
Nuevas presiones de agua


```
* RELLENO TRASDOS
* BAC(1) 4.75 0.5
* 1.3 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0
* SUB(1) 4.75 0.0 35.0 9.0
* CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -23.0 21.0
WAT(2) -3.75 0 2.0
WAT(2) -23.0 21.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
INE(2) 0.66*1.0^2*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 4.25 1 0 0 0.66*413000.0
STR -3.75 1 0 0 0.66*100000.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE TRANSICIÓN (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) VERSIÓN 1. SECCIÓN INTERMEDIA 706+336

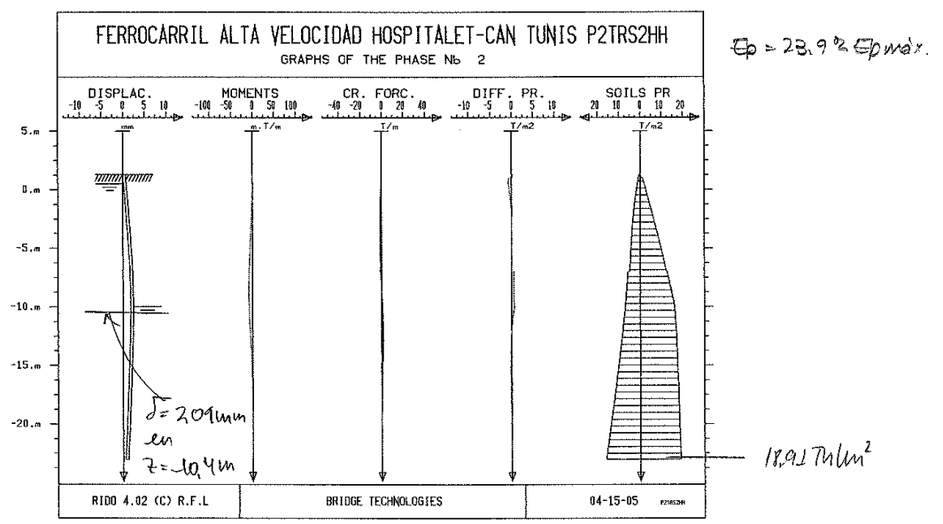
COMPROBACIÓN POR CAMBIO EN LAS PRESIONES DE AGUA (CON SANGRADORAS ADICIONALES)

ESTADO PREVIO:



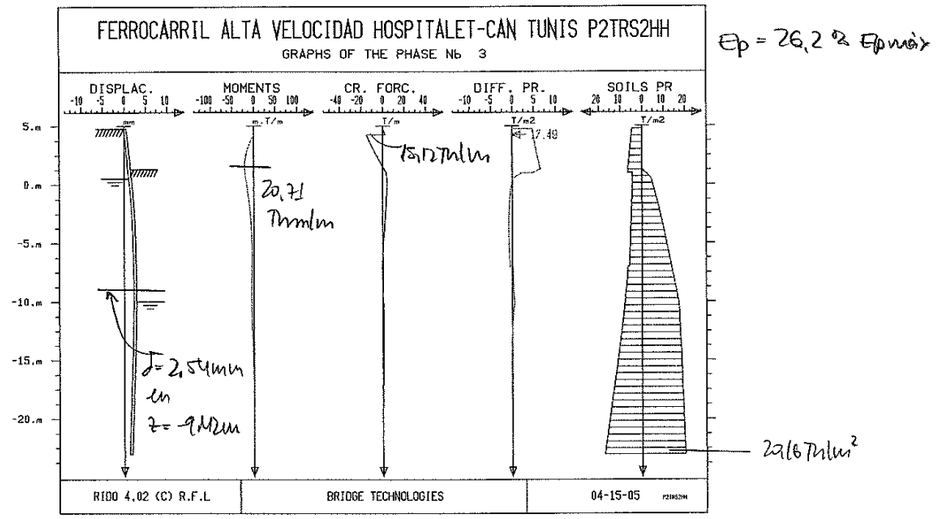
Se moviliza el 23,0% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



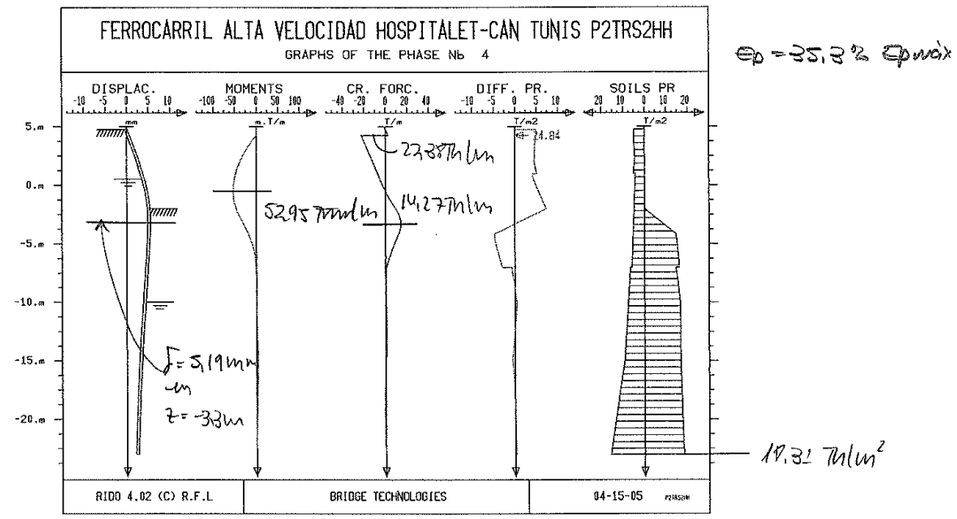
Ep = 28,9 % Epmáx.

RECRECIDO, EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA REPOSICIÓN TERRENO NATURAL:



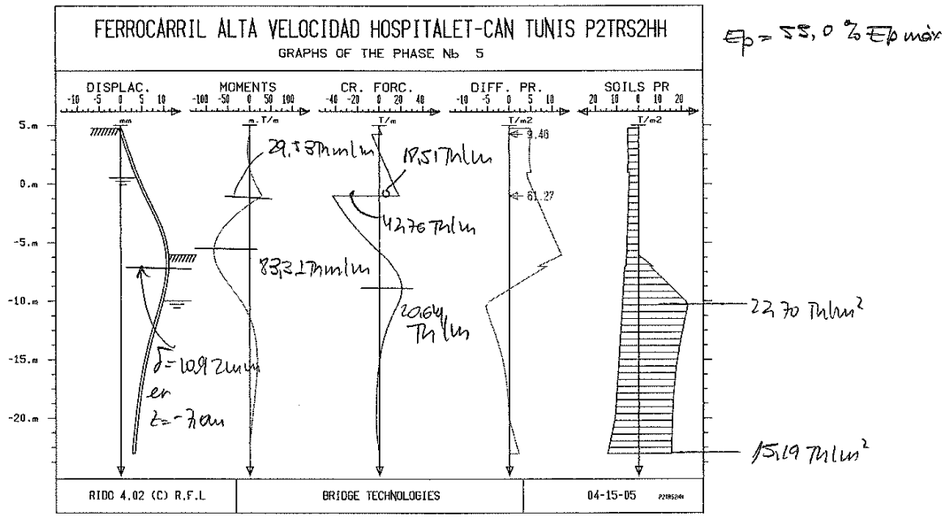
Ep = 26,2 % Epmáx

EXCAVACIÓN HASTA Z=-2.00m:

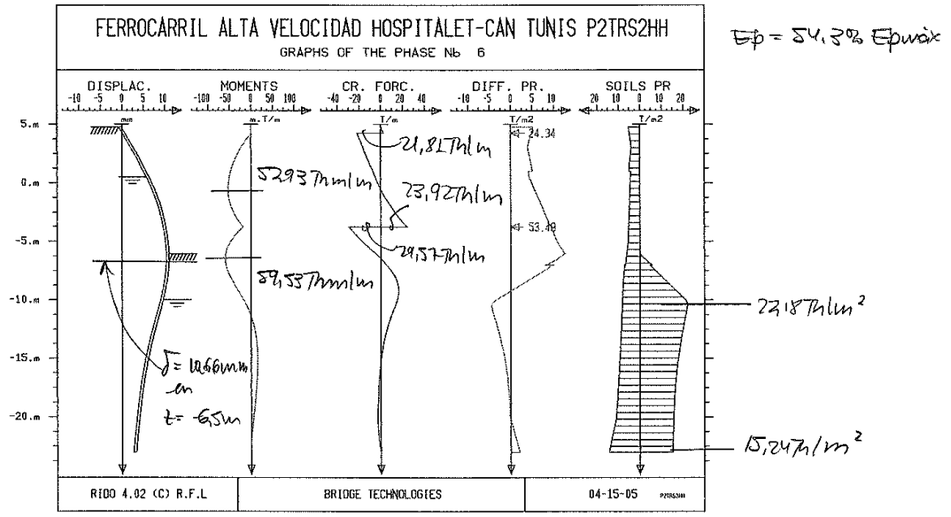


Ep = 35,3 % Epmáx

PUNTAL PROVISIONAL EN Z=+1.00 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.05m:

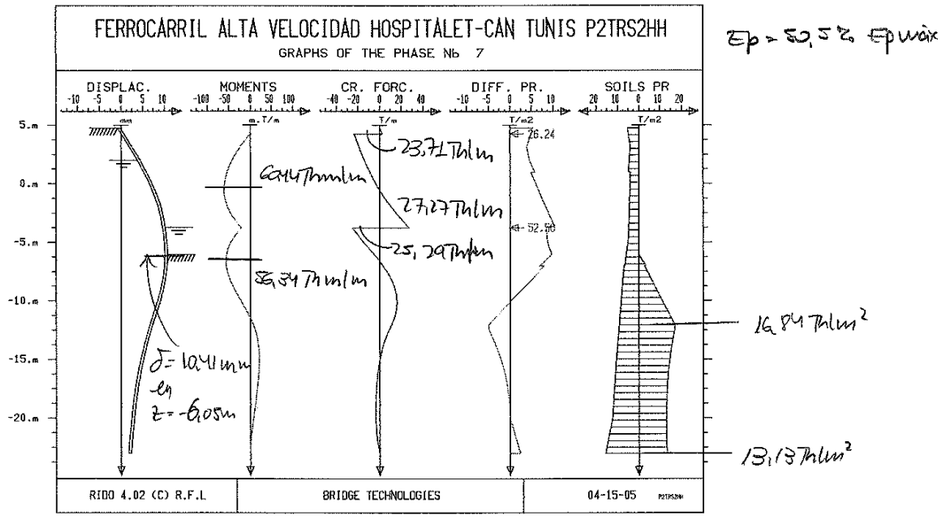


EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:

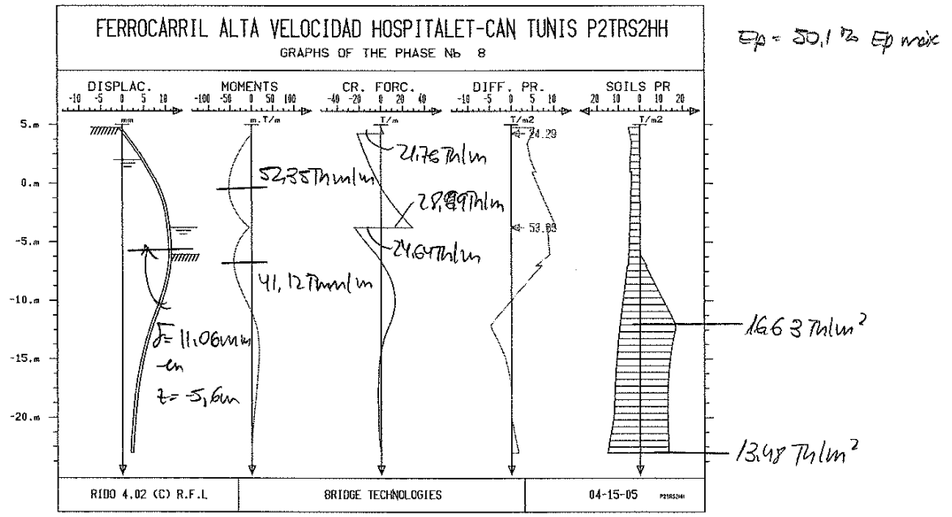


(6)

SUBIDA MÁXIMA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:

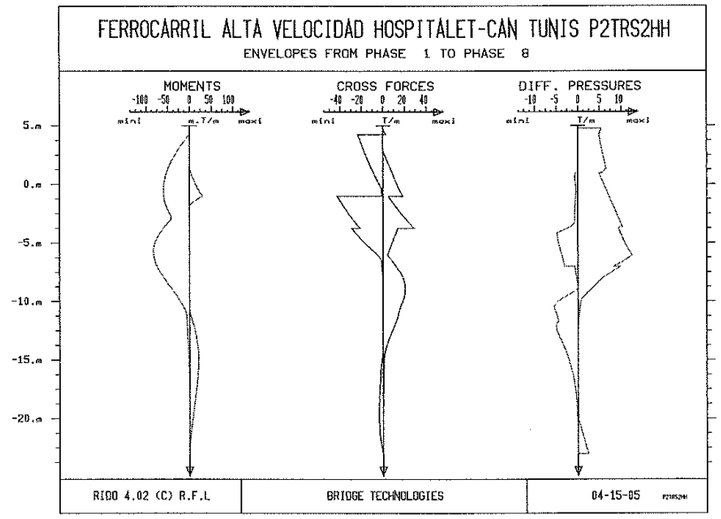


FLUENCIA:

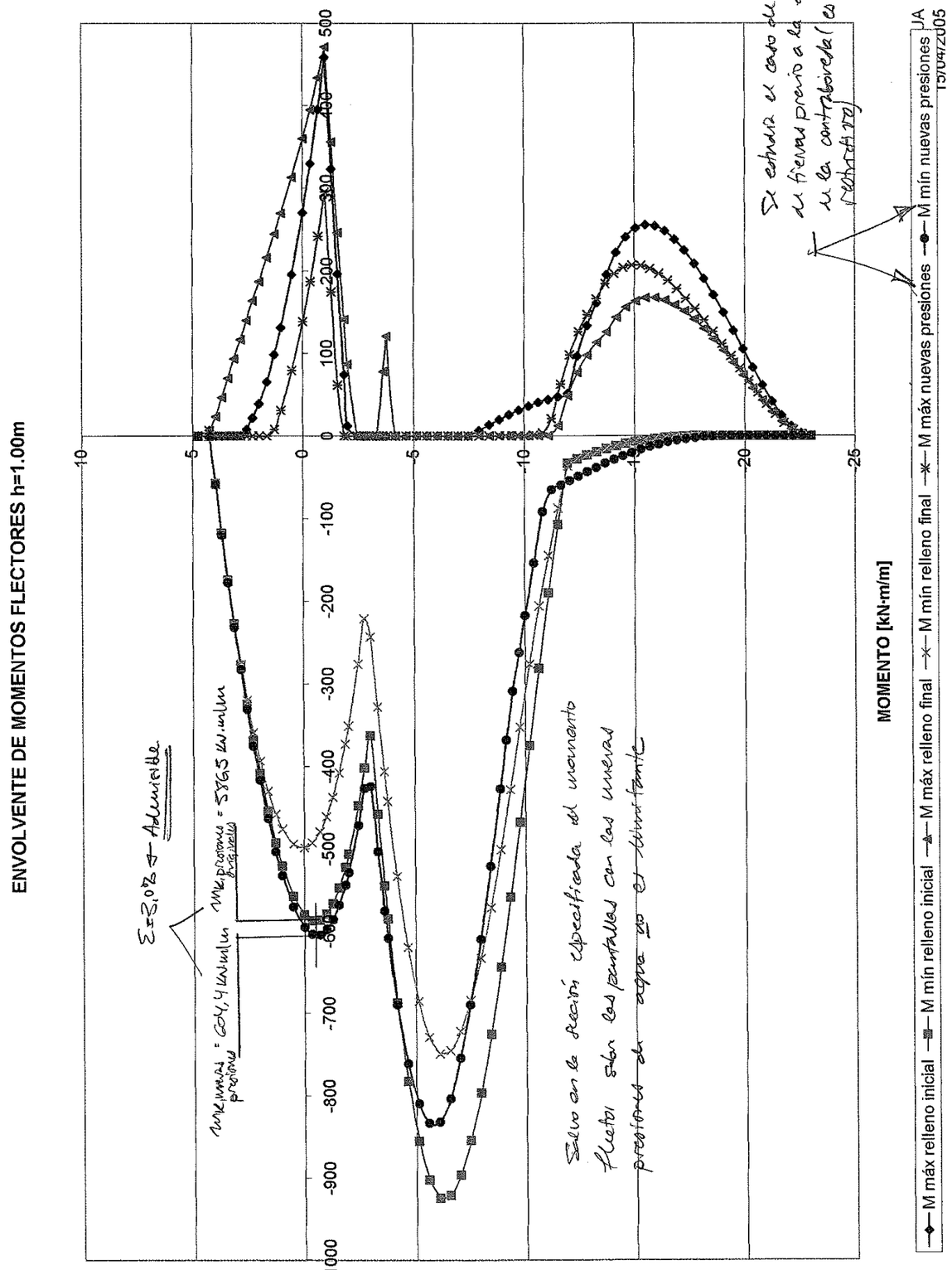


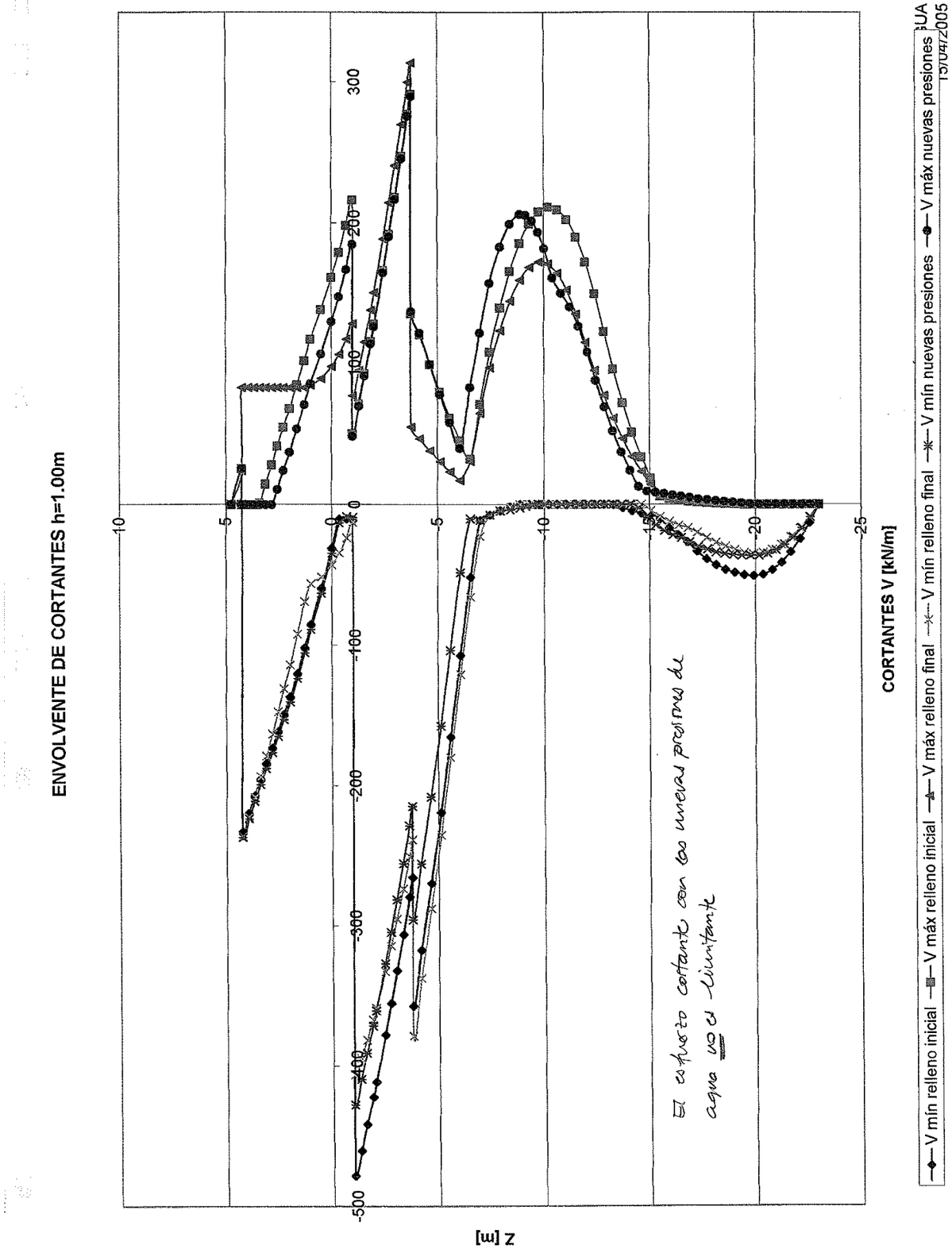
(7)

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(Ver HOJAS EXCEL ADJUNTAS)





Can Tunis — 5 — 18-Abr-05

1os Tantos secciones intermedias.

En las secciones iniciales del tramo, como no está ejecutada la entrada de aguas, puede que no se alcance el régimen de presiones de agua correspondiente a las secciones con sangradores.
→ Si comprueban las secciones iniciales con las presiones de agua correspondientes a los pozos de achique.

1os Tantos:

1) 706 + 280.

CCIC: 4,55 m → Cota cubierta: 4,95m

Cota camí: -1,445m

CME: -5,245m

Cota apoyo contabóveda: -2,945m

1ª excavación intermedia: -4,125m

Puntal provisional: -0,125m

Archivo Rido: P2TR53HP.RID

Quedan cubiertos (OK!)

- $M_{K,mín}$ = 724,7 KN.m/m
- $M_{K,máx}$ = 426,1 KN.m/m
- $T_{K,máx}$ = 247,1 KN/m
- $N_{K,mín}$ = 898,1 KN/m

06s Sección 706+220 — P2TR55HP.RID

CoIC: 3.981 5m

Zcami: -2.018m

CME: -5.818 m

Cota contrabóveda: 3,518m

1ª excavación intermedia: -1,75

Puntal provisional: -975

NOTE BOOK

iii) **706+200**

CCIC: 4,268m — Eje cubierta: 4,668m (≈ 4,70m)

Cota camt: z= -1,732m

CME z= -5,532m

Cota apoyo en contrabóveda: -3,282m

1ª excavación intermedia: z= -4,4375m

puntal provisional: z= -0,4375m

Arcmo RIOO: **P2 TR54 HP RO**

- $m_{k,max}$ = 823,0 KN.m/m
- $m_{k,max}$ = 605,6 KN.m/m (4)
- $V_{k,min}$ = 462,4 KN/m
- $V_{k,max}$ = 263,6 KN/m

(4) Ir pasa un poco del momento característico considerado para la envolvente

$\Delta = \frac{605,6}{470,96} = 1,286$ → $\Delta = 29\%$ Excesivo.

iii) **706+290**

CCIC: 4,411m — Eje cubierta: 4,811m

Cota camt z=-1,589m

CME: z= -5,389m

Cota apoyo contrabóveda: -3,089m

1º excavación intermedia: z= -4,281

puntal provisional: z= -0,281

Arcmo RIOO. **P2 TR56 HP RO**

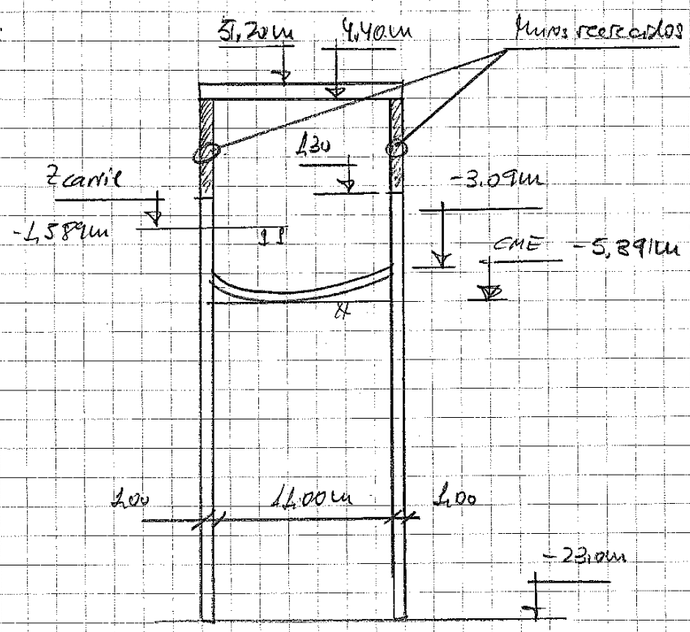
Todo ampl — verificación completa

- $m_{k,min}$ = 749,4 KN.m/m
- $m_{k,max}$ = 480,5 KN.m/m
- $V_{k,min}$ = 417,2 KN/m
- $V_{k,max}$ = 249,9 KN/m

NOTE BOOK

SECCIÓN **706+280**

Geometría:



Arcmo RIOO: **P2 TR 56 HP RO**

Se comprueba el caso de hacer el trasdosado en las pantallas justo después de ejecutar la contrabóveda (antes de ejecutar la contrabóveda y completar la sección transversal del Falso Túnel) por ser más desfavorable.

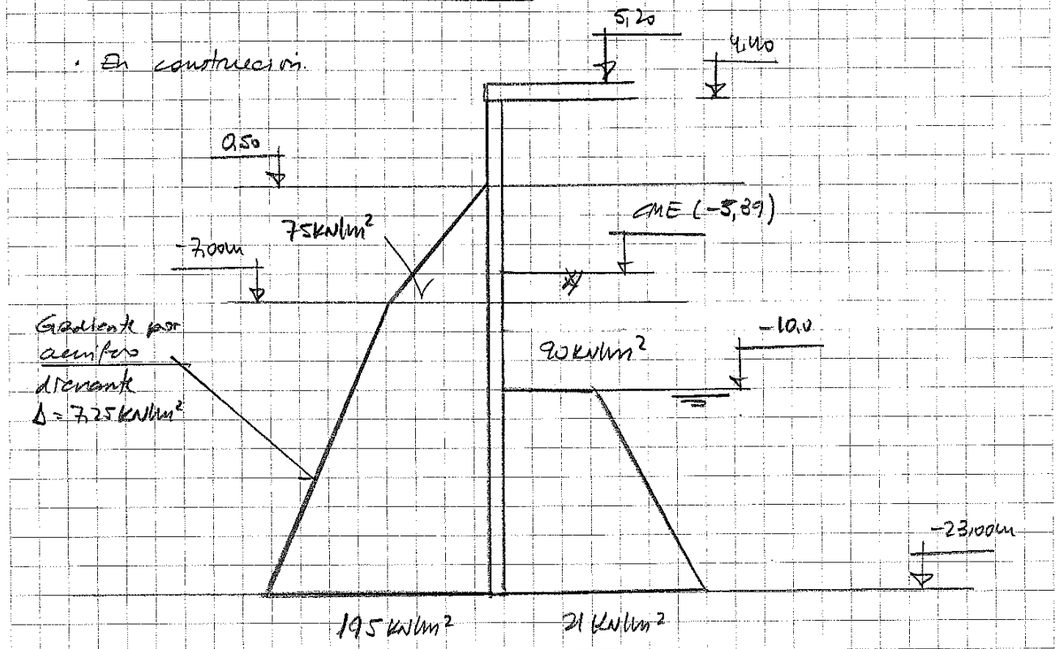
La sección se encuentra a **40m** del inicio de las pantallas, seguramente las presiones en apoyo ya serán más parecidas a las correspondientes a la sección — Comprobación DEL LADO SEGURO

NOTE BOOK

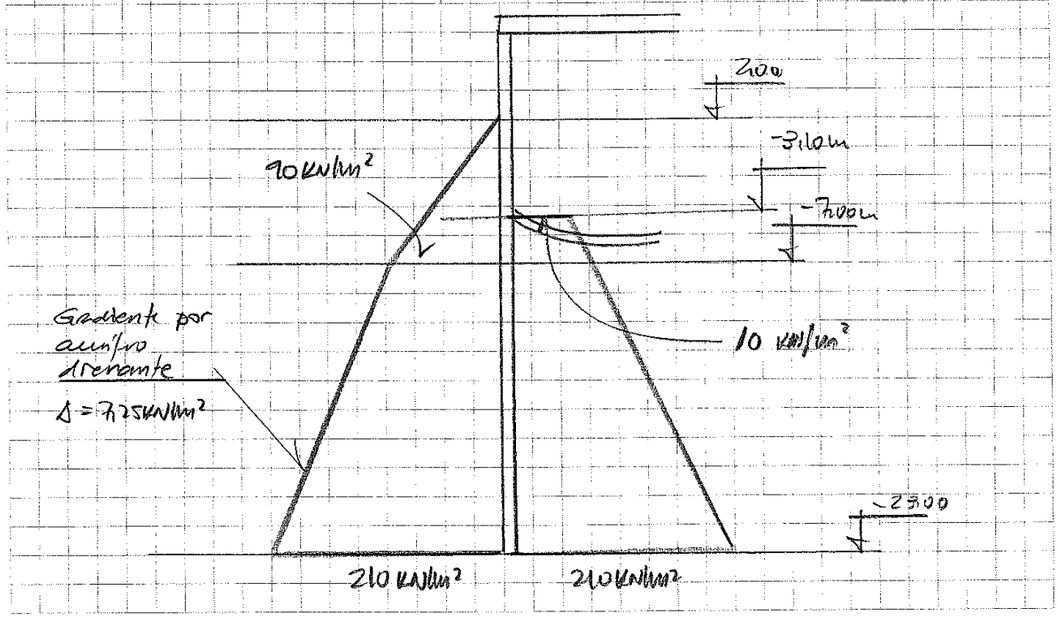
Can Tunis 19-Abr-05

LEYES DE PRESIÓN DE AGUAS (con utilización de pozos)

· En construcción



· En servicio: Subida máxima del NF por cierre de muros exteriores



NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2TRS6HP *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -0.30m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* TRAMO DE TRANSICION ENTRE TRAMO A CIELO ABIERTO Y TRAMO DE
* CRUCE CON LA B-17. SECCION PK 706+300
* MODIFICACION EN PRESIONES DE AGUA POR CAMBIO EN EL ESQUEMA DE
* ACHIQUE DE AGUAS INTERIORES.
* COMPROBACION CON PRESIONES DE AGUA CORRESPONDIENTES A POZO
* DE ACHIQUE.
4.80
1.30 0.0^3*2.726E6/12
-23.0 1.0^3*2.726E6/12
8.5
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 1.30
EXC(2) 1.30
SUB(1,1) 1.30 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 1.30 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 1.30 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 1.30 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 1.30 6.0 7.0 8.0
SUB(1,1) 1.30 7.0 8.0 10.0
SUB(1,1) 1.30 8.0 9.0 12.0
SUB(1,1) 1.30 9.0 10.0 14.0
SUB(1,1) 1.30 10.0 35.0 15.0
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(2,1) -10.0 0.0 9.0
WAT(2) -23.0 21.0
CAL
* ETAPA 2: RECRECIDO MUROS, EJECUCION DE LA CUBIERTA
* Y RELLENO HASTA REPOSICION DEL TERRENO
INE(1) 1.0^3*2.726E6/12
STR 4.80 1.0 0.0 0.0 363500.0
BAC(1) 4.80 0.5
1.30 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0
SUB(1) 4.80 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 3: EXCAVACION HASTA -1.30
EXC(2) -1.30
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN -0.30 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -0.30 1.0 0.0 0.0 60500.0
EXC(2) -5.389
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -3.1 1.0 0.0 0.0 101000.0
STR(0,2)
```

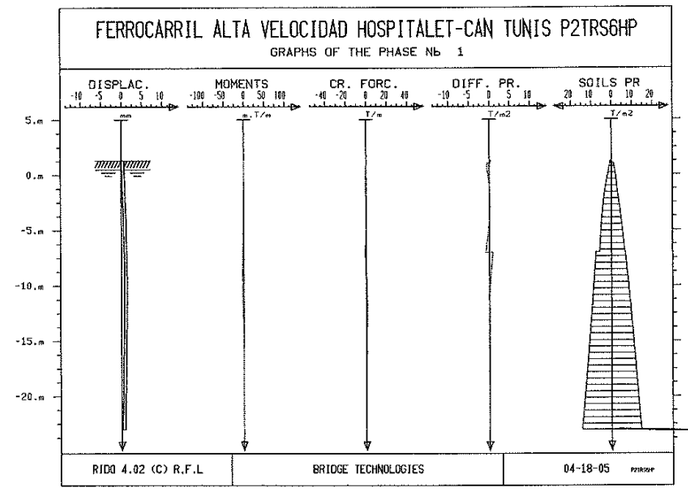
```
CAL
* RELLENO TRASDOS
* BAC(1) 5.125 0.5
* 1.30 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0.00 1000.0
* SUB(1) 5.125 0.0 35.0 7.0
* CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -23.0 21.0
WAT(2) -2.375 0 1.0 -3,10 0.0 1.0
WAT(2) -23.0 21.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
INE(2) 0.66*1.0^2*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 4.80 1 0 0 0.66*363500.0
STR -3.10 1 0 0 0.66*101000.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE TRANSICIÓN (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN)

COMPROBACIÓN POR CAMBIO EN LAS PRESIONES DE AGUA (CON SANGRADORAS ADICIONALES). SECCIÓN 706+290

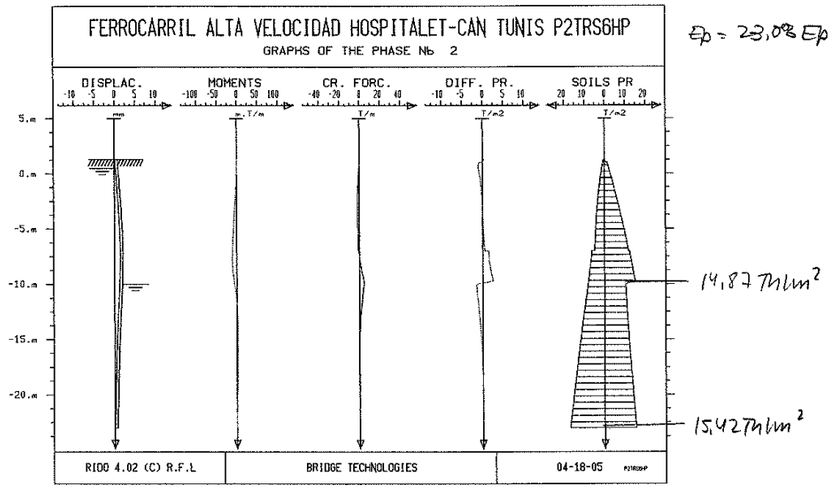
En las secciones iniciales, cerca del PK 706+240, en el que no existe barrera a la entrada de aguas, las presiones serán más similares a las que corresponden al uso de pozos (aunque se usen sangradoras)

ESTADO PREVIO:



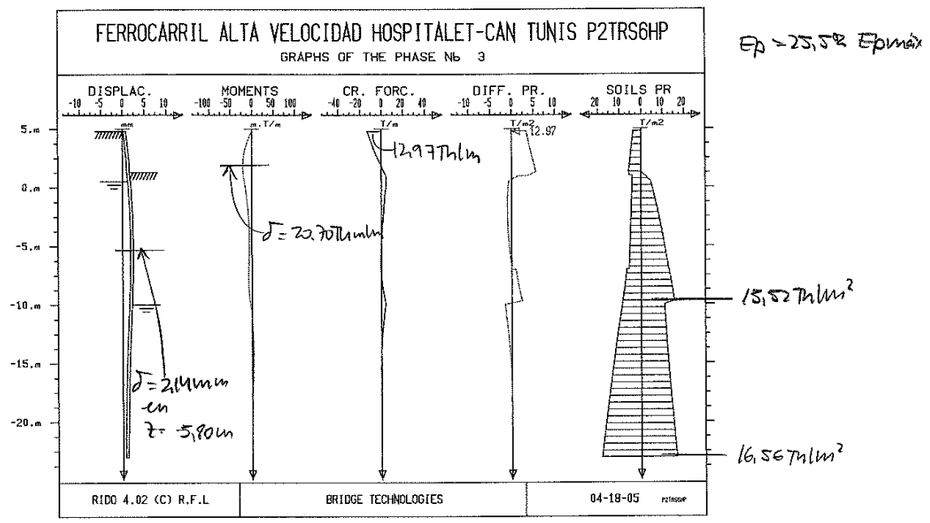
Si moviliza el 23,0% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:

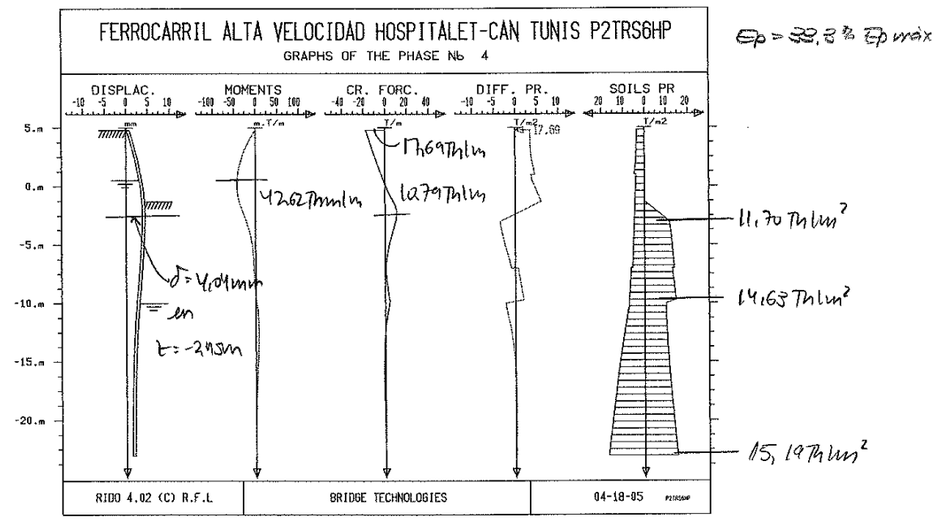


Ep = 23,0% Ep máx

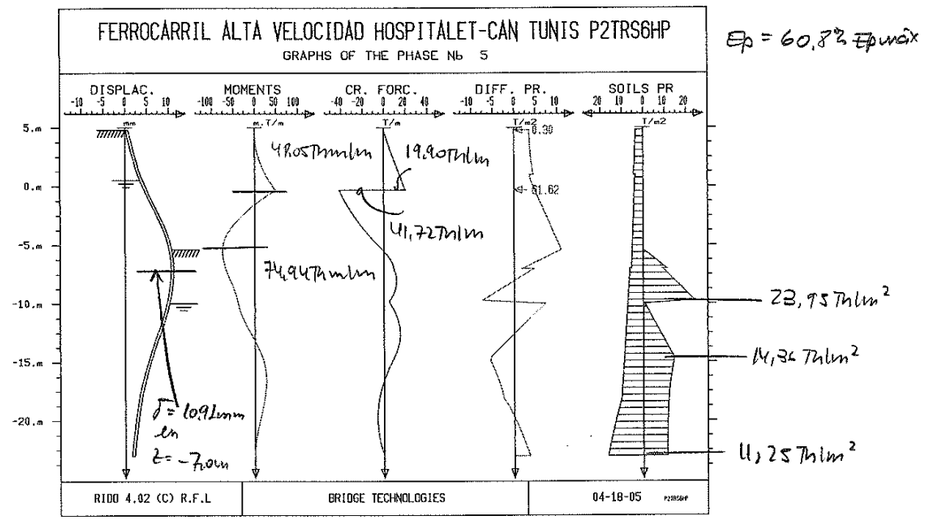
RECRECIDO, EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



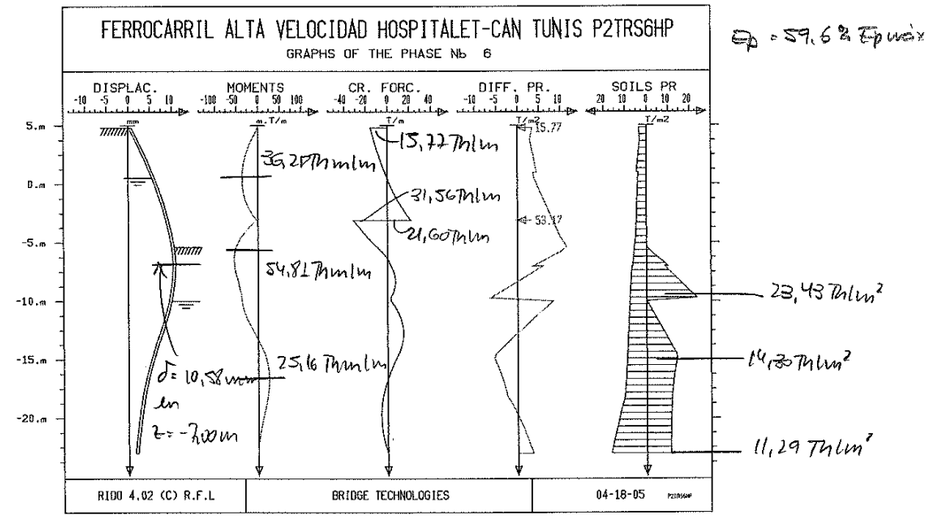
EXCAVACIÓN HASTA Z=-1.30m:



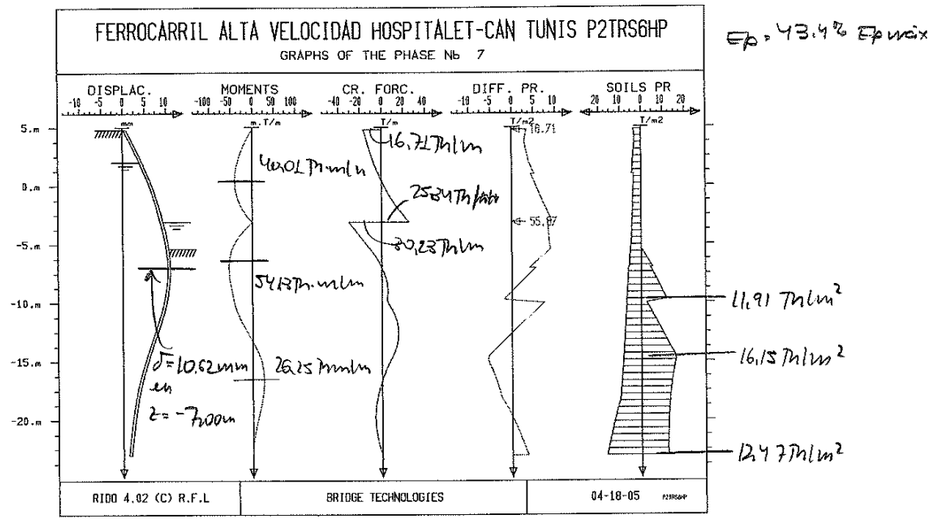
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=+0.30 Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-5.389:



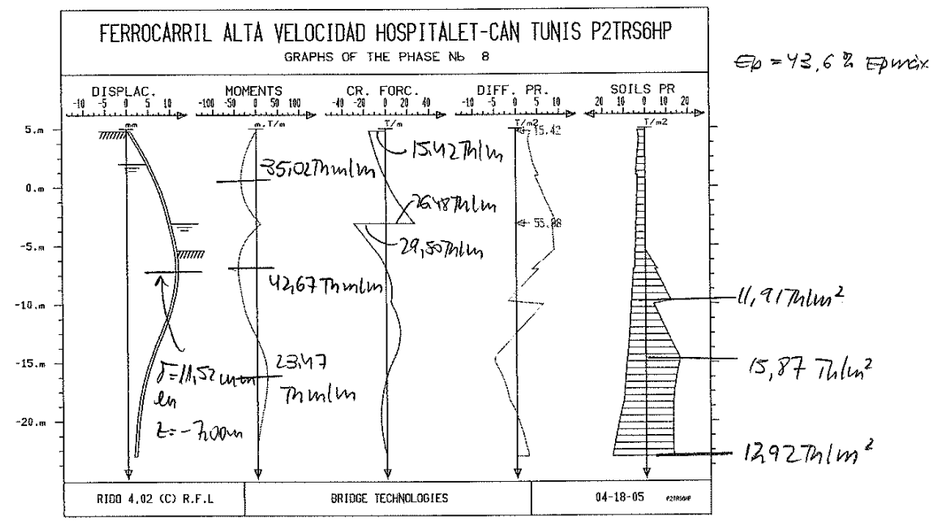
EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



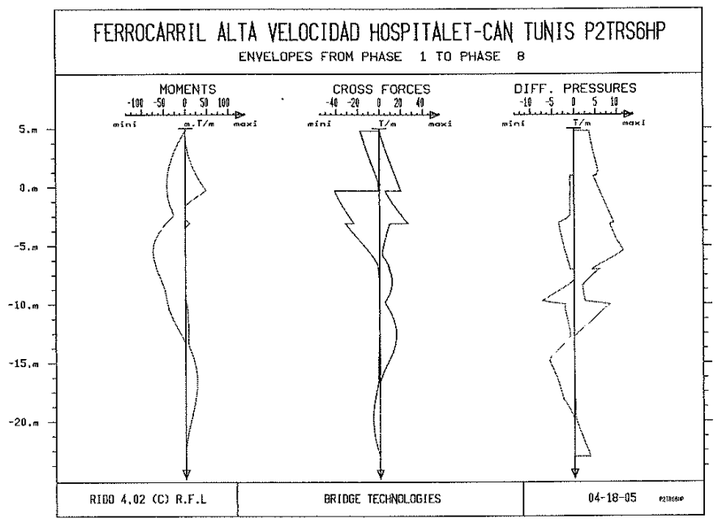
SUBIDA MÁXIMA DEL N.F. POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



FLUENCIA:

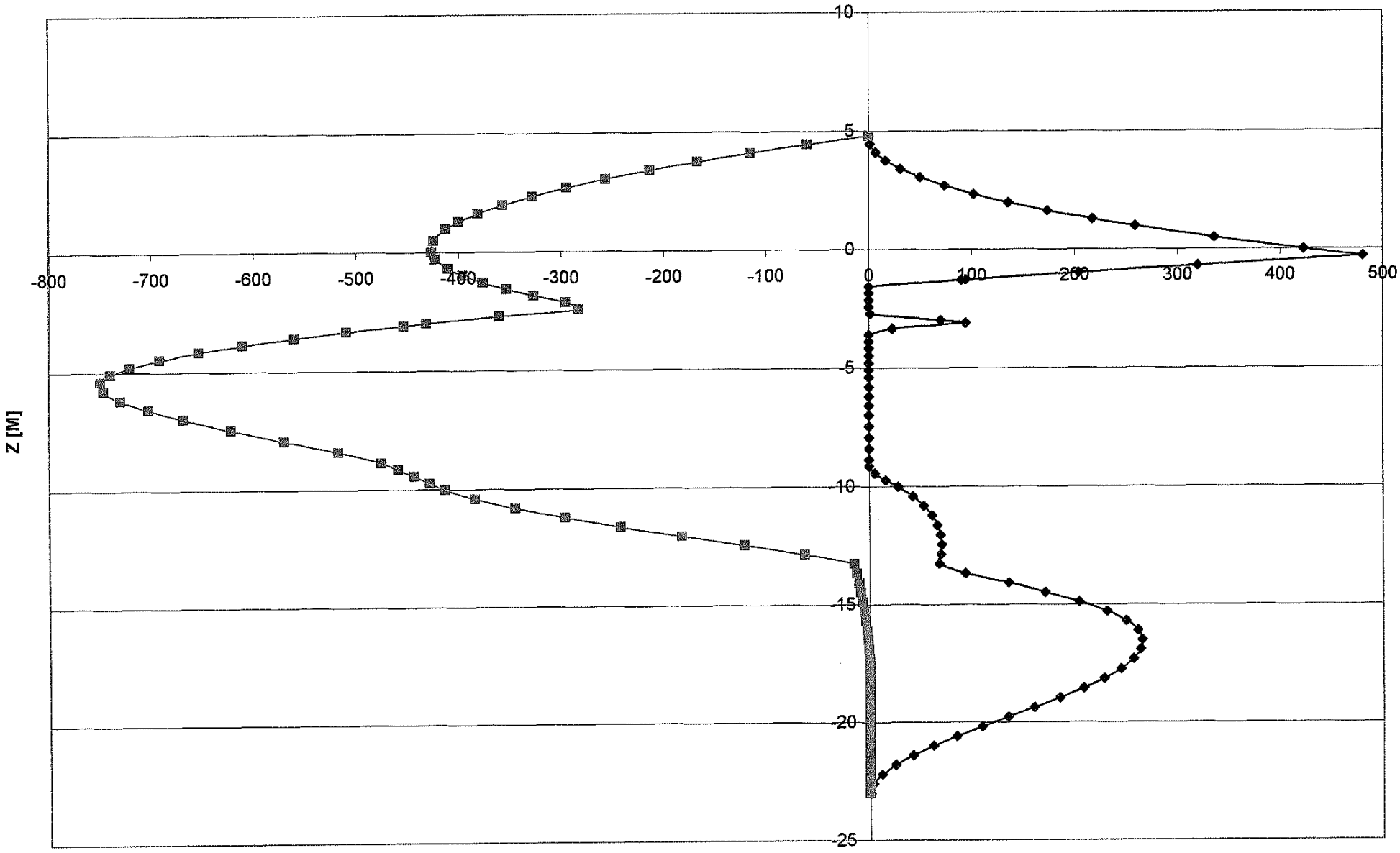


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



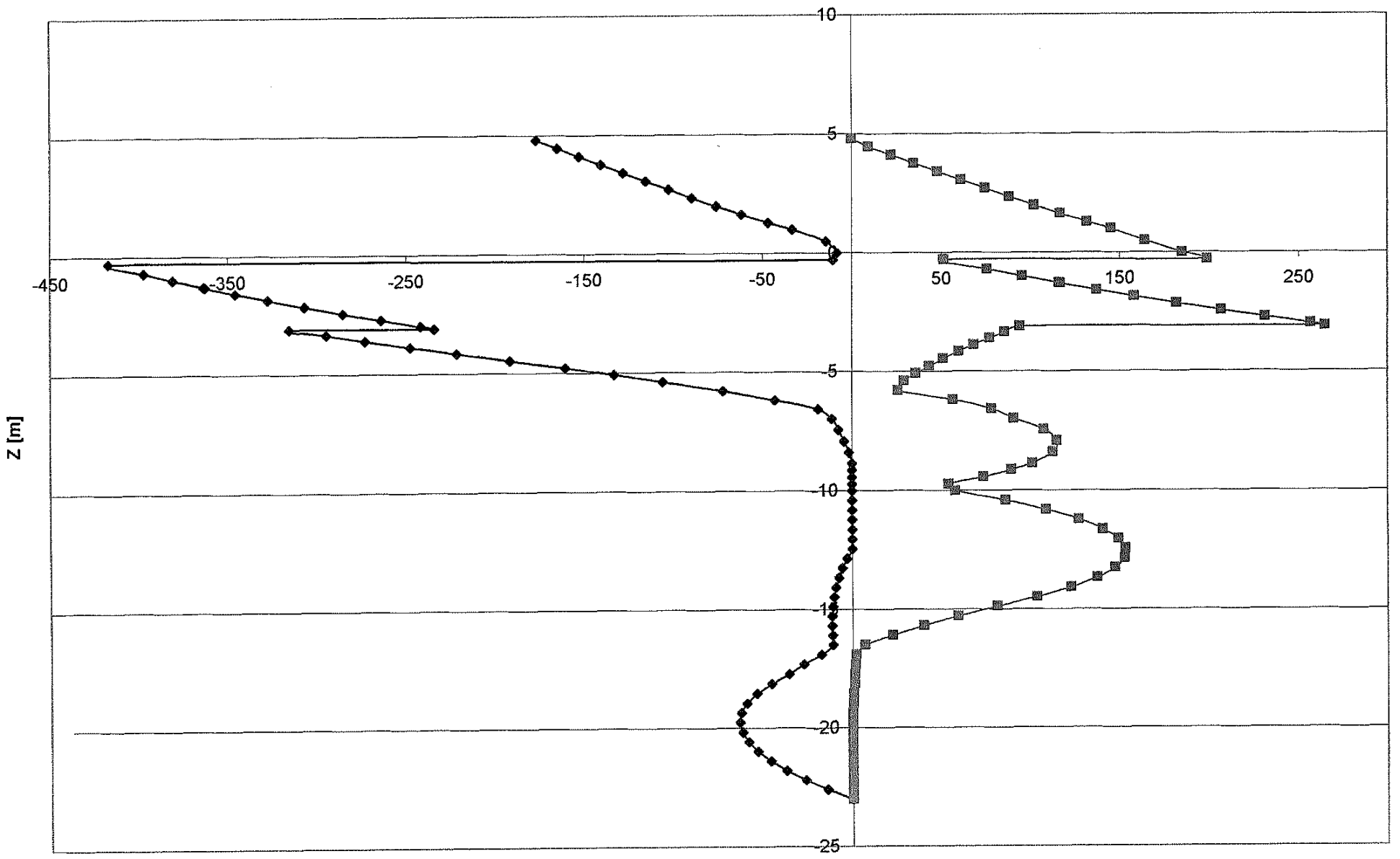
(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES h=1.00m



1-2 SECCION 706+290 NUEVAS PRESIONES DE AGUA
18/04/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES h=1.00m



1-2 SECCION 706+290 NUEVAS PRESIONES DE AGUA
18/04/2005

MOMENTO ÚLTIMO CON LA ARMADURA DISPUESTA:

TRASDÓS:

- momento último con 5Φ25 pml

  A_s = 24,545 cm²/m (r = 9 cm)

  m_u = 909,62 KN.m/m

  $m_{u,k}$ = 606,41 KN.m/m

- momento último con 4Φ25 pml

  A_s = 19,636 cm²/m (r = 6 cm)

  m_u = 734,13 KN.m/m

  $m_{u,k}$ = 489,42 KN.m/m

INTRADÓS:

- momento último con 4Φ25 pml → $m_{u,k}$ = 489,42 KN.m/m

- momento último con 6Φ25 pml

  A_s = 29,454 cm²/m (r = 9 cm)

  m_u = 1081,90 KN.m/m

  $m_{u,k}$ = 721,3 KN.m/m

- momento último con 6Φ25 + 3Φ25

  A_s = 44,181 cm²/m (r = 0,15 m)

  m_u = 1502,60 KN.m/m

  $m_{u,k}$ = 1001,73 KN.m/m

CORTANTES:

- Cortante último con 8 ramas Φ16 en 5,0 cm (a 0,15 m)

  A_d = 21,45 cm²/m/m
  A_s = 24,545 cm²/m → 5Φ25 pml

  } V_{u2} = 936,95 KN/m/m

  $V_{u,k}$ = 624,63 KN/m/m

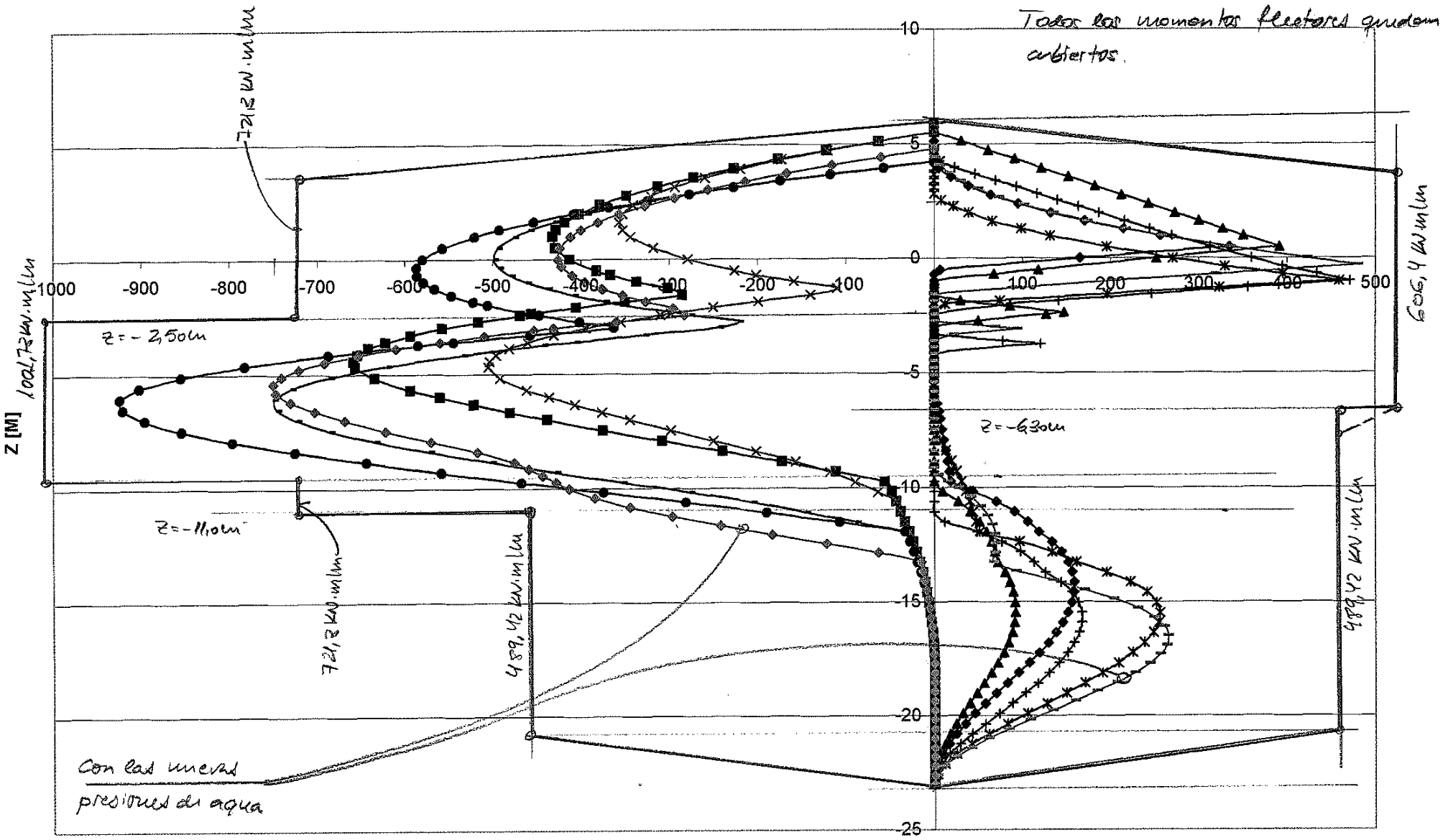
- Cortante último con 8 ramas Φ12 a 0,15 (en 5,0 cm)

  A_d = 12,054 cm²/m/m
  A_s = 19,636 cm²/m → 4Φ25 pml

  } V_{u2} = 618,32 KN/m/m

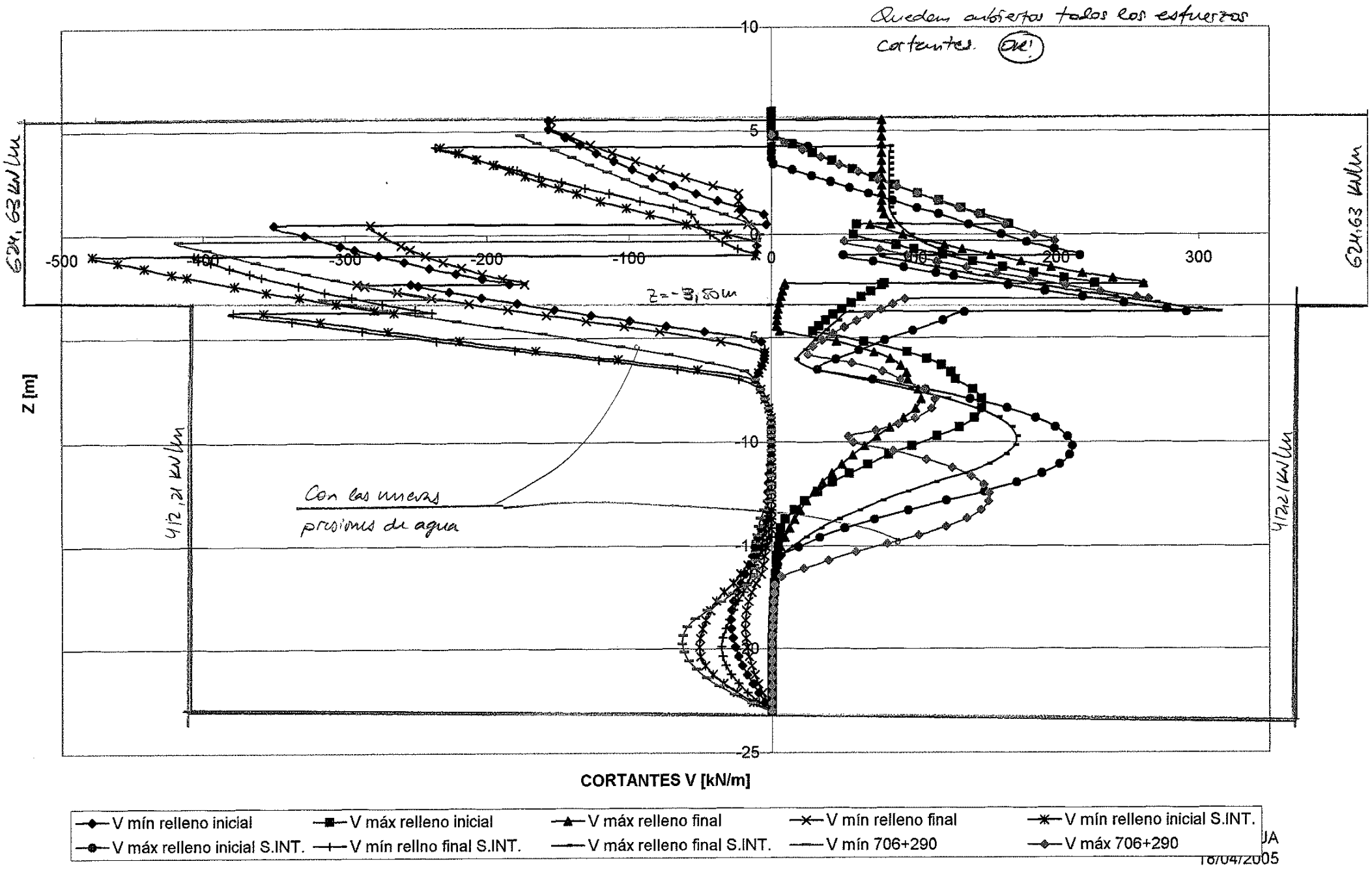
  $V_{u,k}$ = 412,21 KN/m/m

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES TRAMO 1-2



A
16/04/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES TRAMO 1-2



JA
16/04/2005

NOTA TECNICA RELATIVA A LOS PERFILES DE NIVELES Y PRESIONES HIDRAULICAS SOBRE LAS PANTALLAS EN EL TRAMO DEL TELESCOPIO (p.k. 706+240 y p.k 706+400) BAJO DOS HIPOTESIS:

(i) REALIZANDO EL DRENAJE CON POZOS DE BOMBEO CADA 25 m.

(ii) REALIZANDO EL DRENAJE CON SANGRADORAS CADA 50 m.

Preparado para

Gestor de Infraestructuras Ferroviarias (GIF)

A. López, J. Carrera
Grupo de Hidrología Subterránea
Departamento de Ingeniería del terreno
ETSI Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Barcelona

Abril, 2005

El objetivo de la presente nota es representar de que manera afectarían en lo relativo a los perfiles de presión sobre las pantallas los dos sistemas de drenaje que se barajan.

En el primer caso se analiza para un drenaje con pozos de bombeo separados 25 m entre si y en el segundo caso para un drenaje con sangradoras separadas 50 m.

Estas dos hipótesis han simulado mediante un modelo de elementos finitos en Visual Transin y los resultados se presentan a continuación.

ANÁLISIS PARA DRENAJE CON POZOS CADA 25 m. AL CABO DE 100 DIAS DESDE EL INICIO DEL BOMBEO.

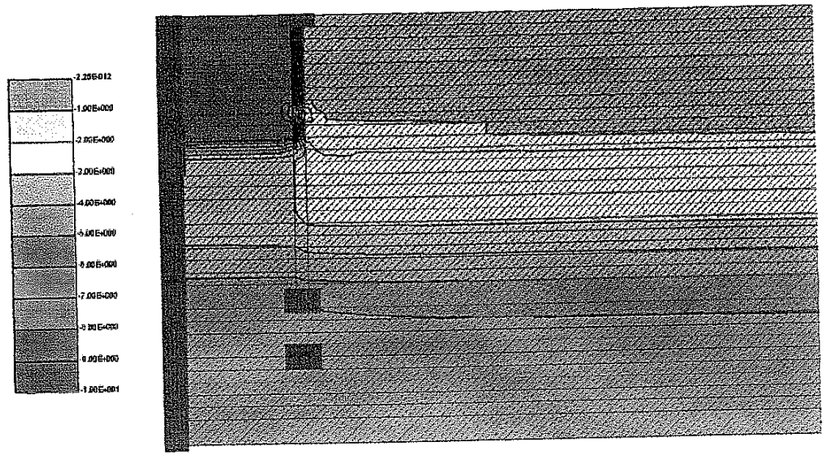


Figura 1.- *Distribución de niveles obtenidos simulando un bombeo de 100 días realizado por medio pozos de bombeo con una separación de 25 m. Se ha considerado una conductividad hidráulica de pantallas de 0.001 y coeficiente de almacenamiento de 0.0001.*

A continuación se presentan los perfiles de niveles y presiones sobre las pantallas que se extraen del resultado del modelo.

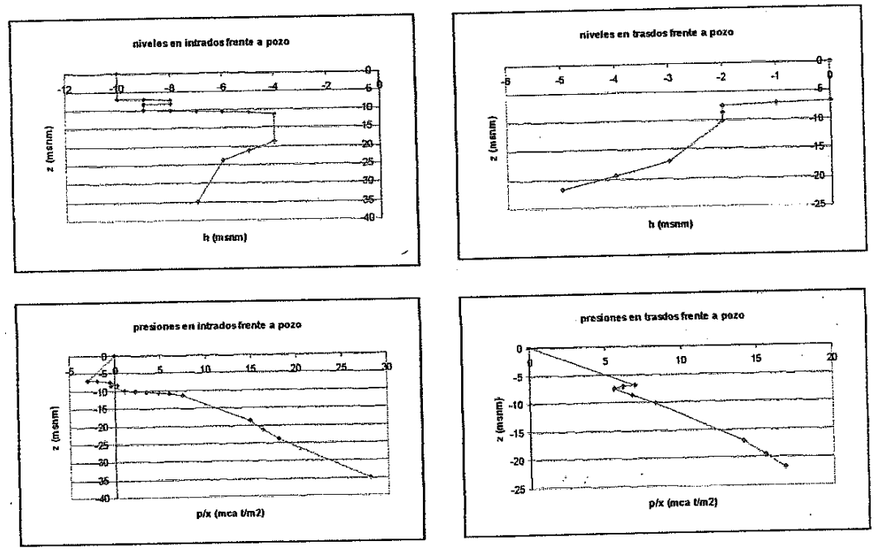


Figura 2.- Niveles (arriba) y Presiones (abajo) en trasdos (derecha) e intrados (izquierda) de las pantallas más alejedas del pozo de bombeo.

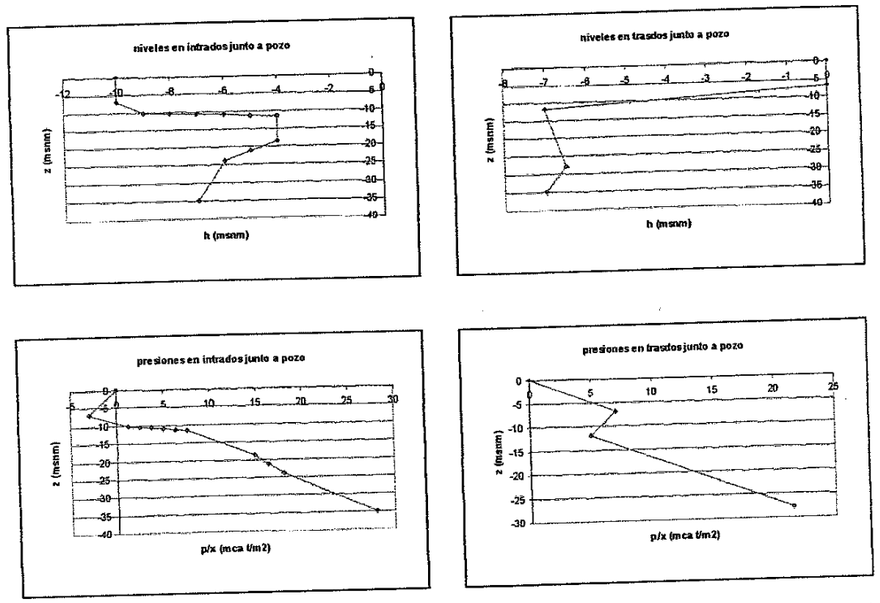


Figura 3.- *Niveles (arriba) y Presiones (abajo) en trasdos (derecha) e intrados (izquierda) de la pantalla próxima al pozo de bombeo.*

1) ANÁLISIS PARA DRENAJE CON SANGRADORAS CADA 50 m. AL CABO DE 100 DIAS DESDE EL INICIO DEL BOMBEO.

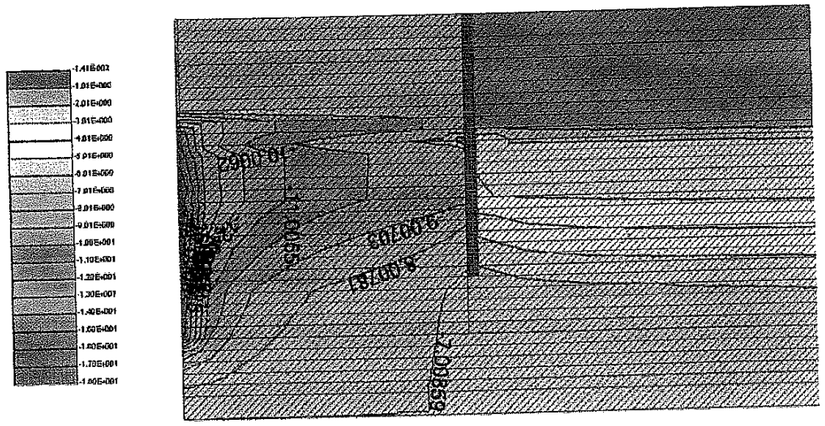


Figura 4.- Distribución de niveles obtenidos simulando un bombeo de 100 dias realizado por medio sangradoras con una separación de 50 m. Se ha considerado una conductividad hidráulica de pantallas de 0.001 y coeficiente de almacenamiento de 0.0001.

A continuación se presentan los perfiles de niveles y presiones sobre las pantallas que se extraen de el resultado del modelo.

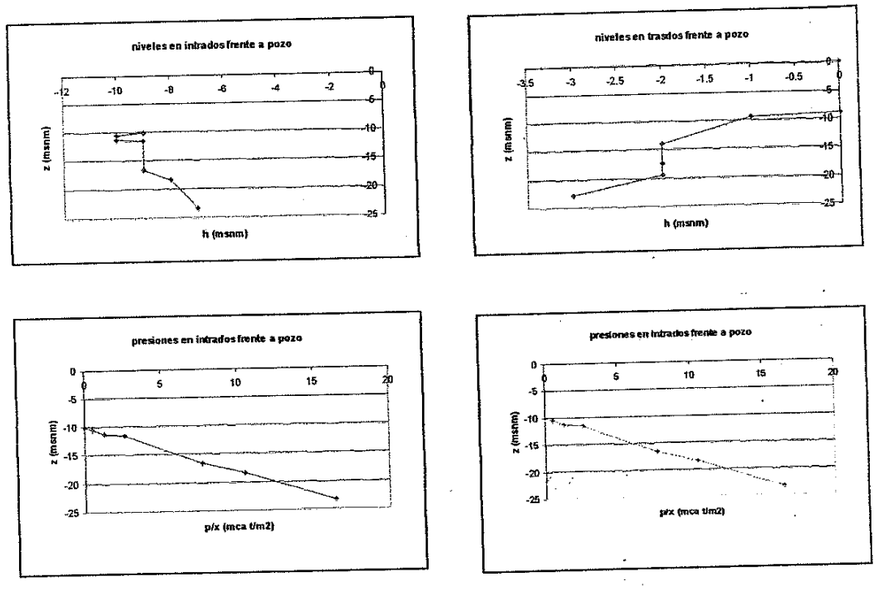


Figura 6.- Niveles (arriba) y Presiones (abajo) en trasdos (derecha) e intrados (izquierda) de las pantallas más alejedas de la sangradora.

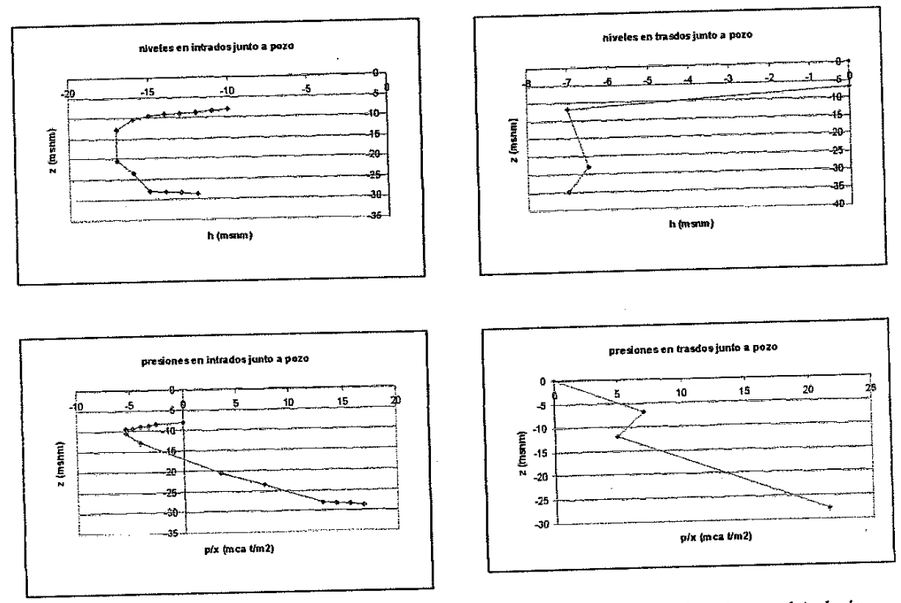


***Figura 7.-** Niveles (arriba) y Presiones (abajo) en trasdos (derecha) e intrados (izquierda) de la pantalla próxima a la sangradora.*

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

TRAMO DE TRANSICIÓN ENTRE LAS "U'es " DE ENTRADA A CIELO ABIERTO Y EL CRUCE DE LA TRAZA DEL FALSO TÚNEL DE CAN TUNIS CON LA CARRETERA –B17-.
PK: 706+240 a 706+400

ADENDA 3

Bridge
Technologies

REF: BT0307

Barcelona 15 de abril de 2005

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
TRAMO DE TRANSICIÓN ENTRE LAS "Us" DE ENTRADA A CIELO ABIERTO Y EL CRUCE DE LA TRAZA DEL FALSO TÚNEL DE CAN TUNIS CON LA CARRETERA B-17.

PANTALLAS.
DESDE P.K: 706+240 HASTA P.K: 706+400

RECÁLCULO POR CAMBIOS EN LAS PRESIONES DE AGUA EN EL INTRADÓS DE LAS PANTALLAS -ADENDA 3-

1. ANTECEDENTES.

En el Tramo de Transición entre las U'es de entrada a cielo abierto y el Cruce con la Carretera de Barcelona al Enlace con el Aeropuerto –B17- se ha modificado ligeramente el esquema habitual de achique de aguas para excavación interior del Falso Túnel.

Los cambios en el achique de aguas afectan principalmente al Tramo 1-2 de esta zona, entre los PK:706+240 y 706+337.80 de la traza. En dicho tramo se realizó un recálculo completo que puede consultarse en el documento: "Tramo de Transición entre las "U's" de entrada a cielo abierto y el Cruce de la Traza del Flaso Túnel de Can Tunis con la carretera –B17-. PK: 706+240 a 706+400 -ADENDA 2- de 15 de abril de 2005.

En el tramo 2-3 el esquema de achique de aguas tampoco es exactamente igual al que se consideró originalmente, por lo que se realiza un recálculo de la sección en el PK: 707+400 (sección más desfavorable), con las presiones de aguas correspondientes a al empleo de sangradoras cada 50.0m.

Las presiones de agua correspondientes al empleo de sangradoras cada 50m son muy parecidas a las originalmente consideradas para el dimensionamiento de esta sección, por lo que los cambios son menores.

Las nuevas presiones de agua consideradas en el intradós, resultantes de la utilización de sangradoras, son las que se muestran en la *Figura 1* (las presiones del trasdós corresponden a las del régimen normal de flujo de aguas entre acuífero superior y acuífero inferior drenante).

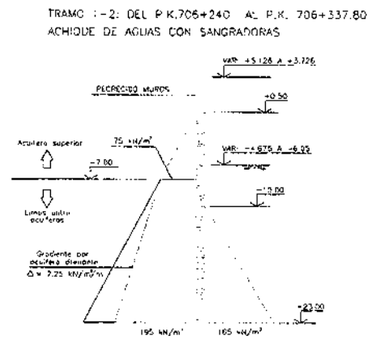


Figura 1: Leyes de presiones de agua consideradas

En este tramo del Falso Túnel de Can Tunis, la sección más limitante corresponde a la de PK más alto (mayor profundidad de excavación interior y, en consecuencia, mayor porcentaje de empuje pasivo movilizado y mayores esfuerzos sobre las pantallas).

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Se realiza el recálculo completo de la sección final del Tramo 2-3, en el PK:706+400, con las nuevas presiones correspondientes al achique de aguas con sangradoras cada 50m.

Se comparan los resultados con los obtenidos del análisis inicial, con las presiones de agua originalmente consideradas.

Únicamente se han modificado las presiones de agua a considerar en el intradós de las pantallas, el resto de parámetros que intervienen en el cálculo (cotas de puntales, cotas de máxima excavación, etc) se han mantenido en los valores inicialmente considerados, y pueden consultarse en la Nota de Cálculo original: "Tramo de transición entre las "U" de entrada a cielo abierto y en cruce de la B-17. P.K 706+240 a 706+400" del 10 de junio de 2004.

3. RESULTADOS.

Los resultados del recálculo pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo que acompaña a este documento. A continuación se resumen cuáles han sido los resultados más significativos.

- El cambio de presiones de agua en el intradós es mínimo y su influencia en el porcentaje de empuje pasivo movilizado y en las presiones sobre el terreno son despreciables (ver Nota de Cálculo).
- En la mayor parte de las secciones las leyes de esfuerzos sobre las pantallas apenas cambian y, en los casos en los que el cambio es más significativo, éste es favorable (ver Nota de Cálculo).

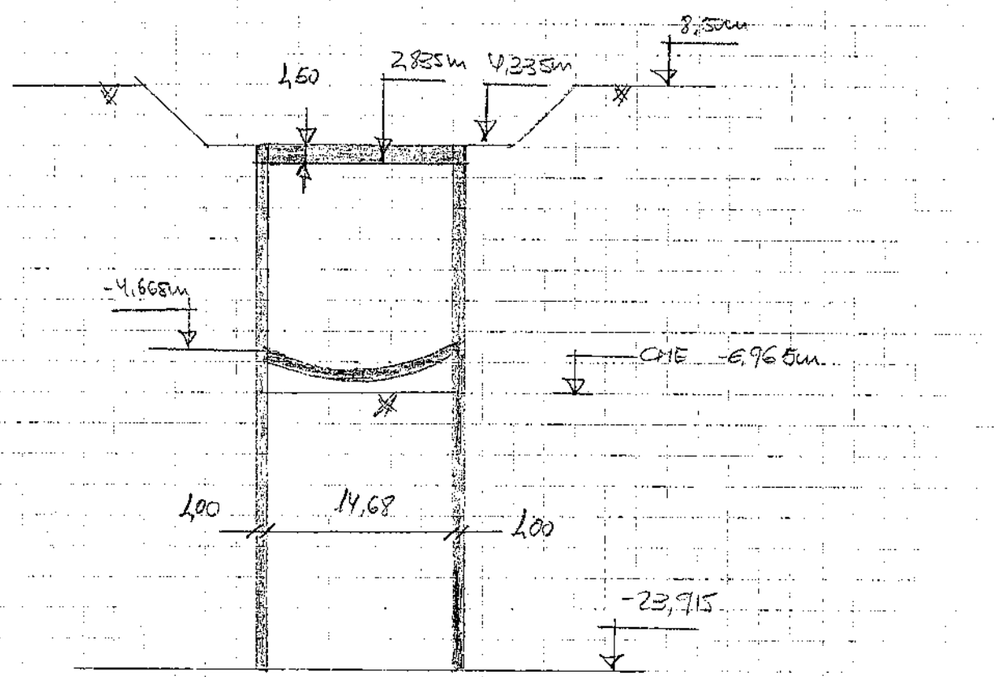
4. CONCLUSIONES.

En la sección Final del Tramo 2-3, en el PK: 706+400, las presiones de agua correspondientes al empleo de sangradoras cada 50m son admisibles para la excavación interior del Falso Túnel ya construido, calculado con unas presiones de agua correspondientes a un esquema de achique de aguas como el definido para el tramo de pruebas.

NUEVAS PRESIONES DE AGUA EN EL TRAMO DE TRANSICIÓN

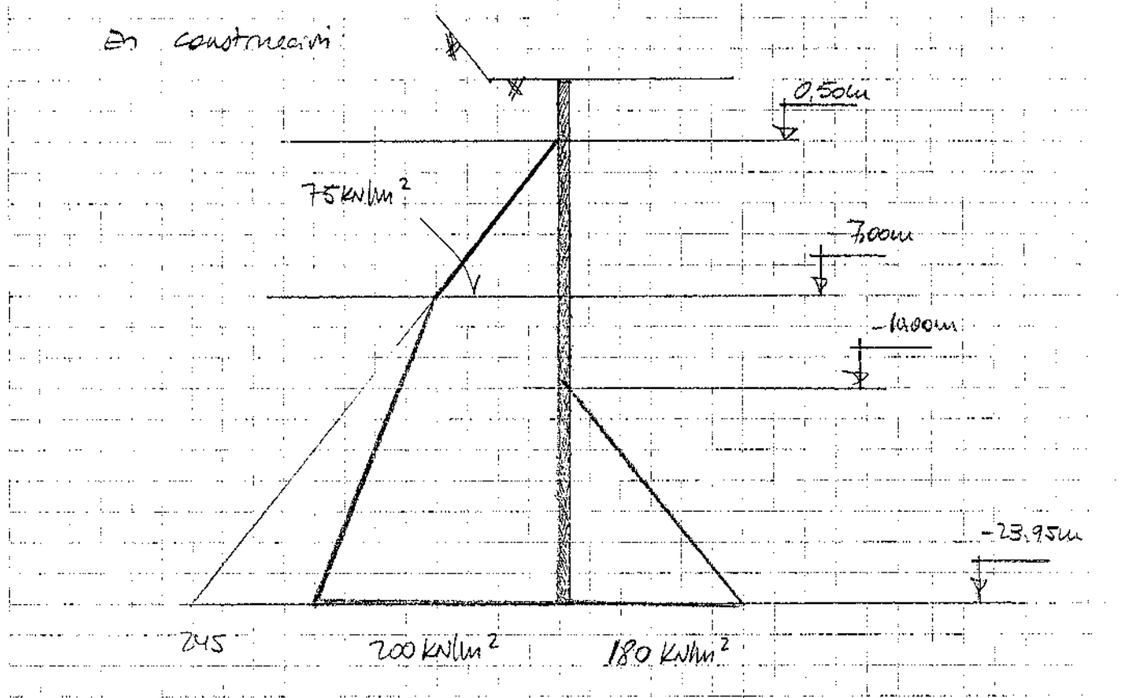
Se comprueba la sección 706+390 con las presiones de agua correspondientes a disponer una sangradera cada 50m.

(Del Caso segundo a comprueba la sección 706+400)



PRESIONES DE AGUA A CONSIDERAR

En construcción



Archivo RIDO: P2TRS3HH.RD

Archivo original: P2TRS3_1.RD ← Relleno tras ejecución cubierta

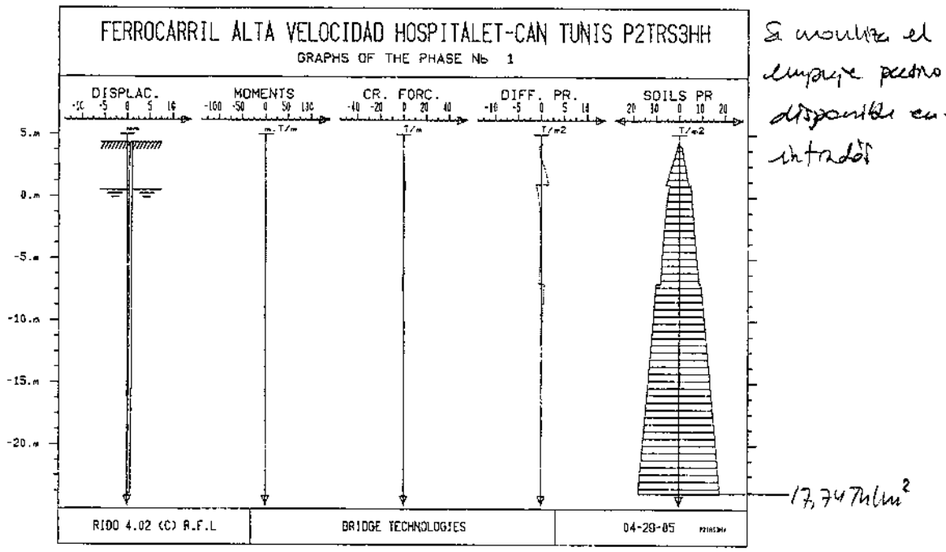
P2TRS3_2.RD ← Relleno tras sección completa

Si analiza el caso de realizarse el relleno tras la ejecución de la cubierta, antes de ejecutar la contrabóveda (ver Nota de Cálculo original)

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2TRS3HH *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -2.0m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* TRAMO DE TRANSICION ENTRE TRAMO A CIELO ABIERTO Y TRAMO DE
* CRUCE CON LA B-17 SECION FINAL
* MODIFICACION EN PRESIONES DE AGUA POR CAMBIO EN EL ESQUEMA DE
* ACHIQUE DE AGUAS INTERIORES.
* SANGRADORAS CADA 50m
4.335✓
-23.915 1.00^3*2.726E6/12✓
8.5✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0 ✓
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 4.335 ✓
EXC(2) 4.335 ✓
SUB(1,1) 4.335 0.0 3.0 1.0✓
SUB(1,1) 4.335 3.0 4.0 2.0✓
SUB(1,1) 4.335 4.0 5.0 4.0✓
SUB(1,1) 4.335 5.0 6.0 6.0✓
SUB(1,1) 4.335 6.0 7.0 8.0✓
SUB(1,1) 4.335 7.0 8.0 10.0✓
SUB(1,1) 4.335 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) -23.915 20.0✓
WAT(2) -10.0 0.0✓
WAT(2) -23.915 18.0✓
CAL ✓
* ETAPA 2: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y REPOSICION TERRENO NATURAL.
STR 3.585 1.0 0.0 0.0 520000.0 ✓
SUB(1) 4.335 0.0 35.0 11.0 ✓
CAL ✓
* ETAPA 3: EXCAVACION HASTA Z=-3.00m
EXC(2) -3.0✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL EN -2.0 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -2.0 1.0 0.0 0.0 50000.0✓
EXC(2) -7.0✓
CAL✓
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -4.665 1 0 0 135000.0✓
STR(0,2)✓
CAL ✓
* ETAPA 6: RELLENO TRASDOS
* SUB(1) 4.335 0.0 35.0 11.0
* CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS✓
WAT(1) 2.0 0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -23.915 21.5✓
WAT(2) -4.70 0 2.0✓
WAT(2) -23.915 21.5✓
CAL✓
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.00^3*2.726E6/12✓
STR(0,1)✓
STR(0,3)✓
STR 3.585 1 0 0 0.66*520000.0✓
STR -4.70 1 0 0 0.66*135000.0✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

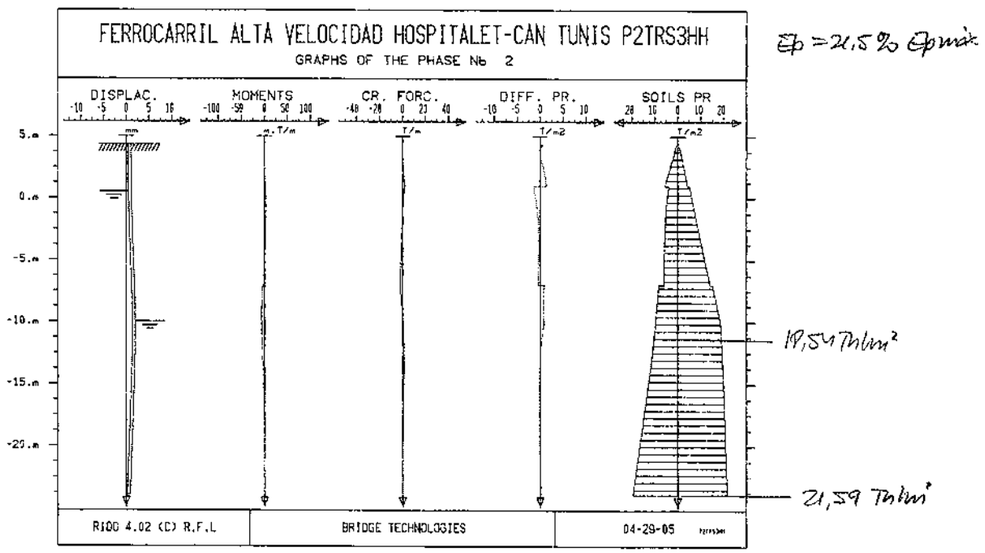
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DE TRANSICIÓN.
SECCIÓN FINAL 706+400.
CAMBIO EN LAS PRESIONES DE AGUA POR MODIFICACIÓN DEL ESQUEMA DE ACHIQUE DE AGUAS. (SANGRADORAS CADA 50m)

ESTADO PREVIO:

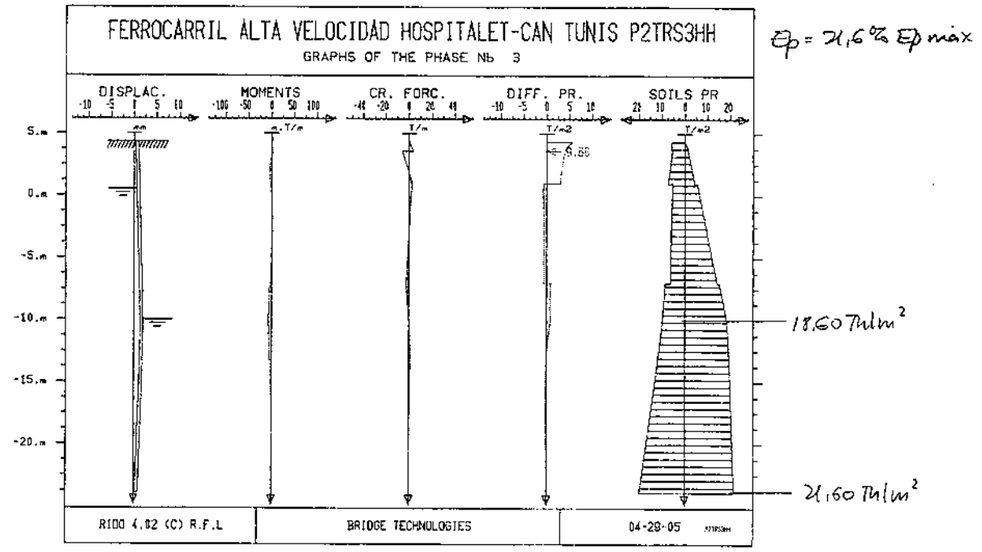


Se moviliza el 20.4% del empuje pasivo máximo disponible en el intradós

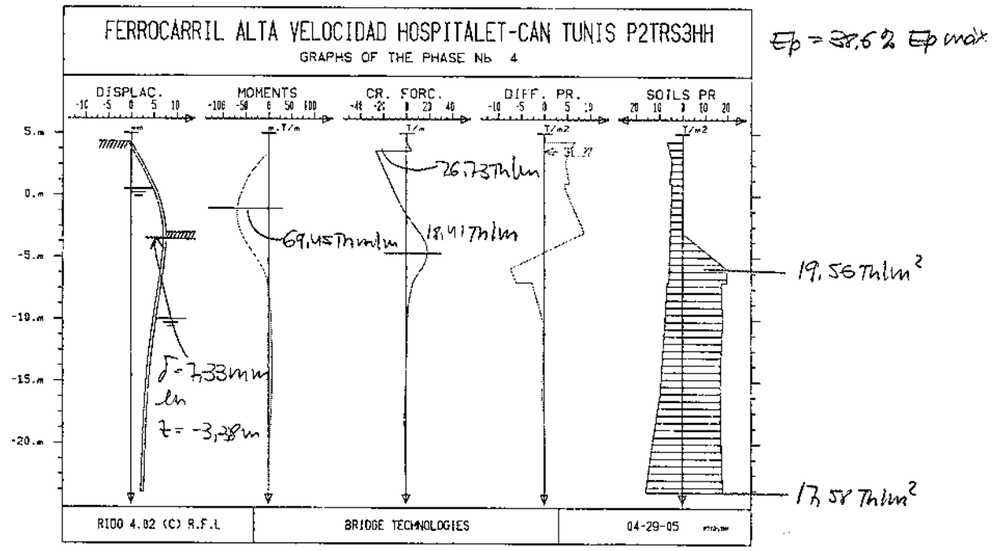
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



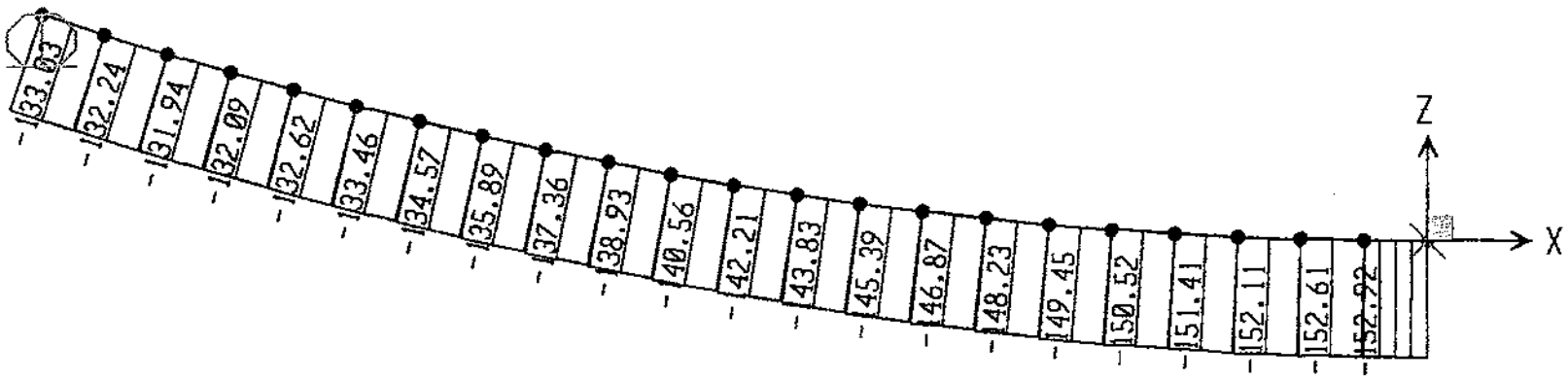
EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



EXCAVACIÓN HASTA Z=-3.00m:

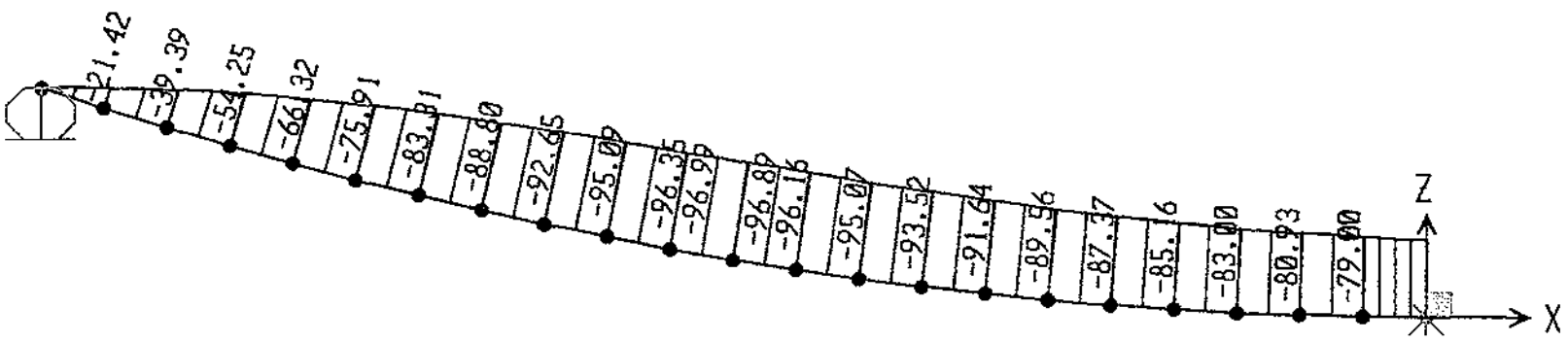


SAP2000 4/21/05 8:55:02



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Axial Force Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

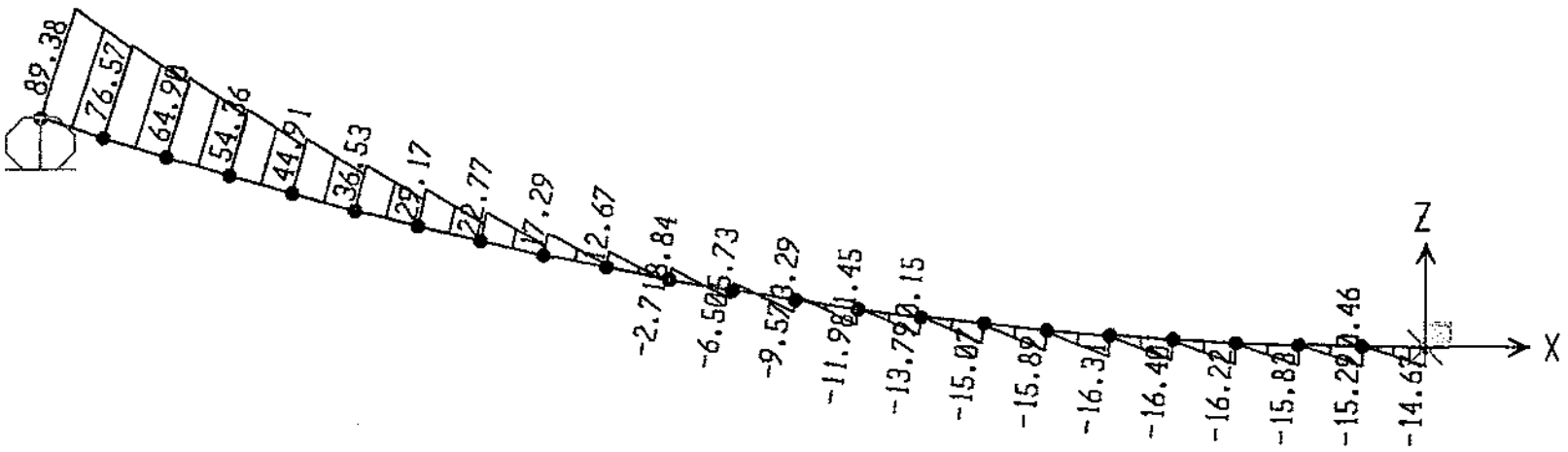
SAP2000 4/21/05 8:54:41



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

SAP2000

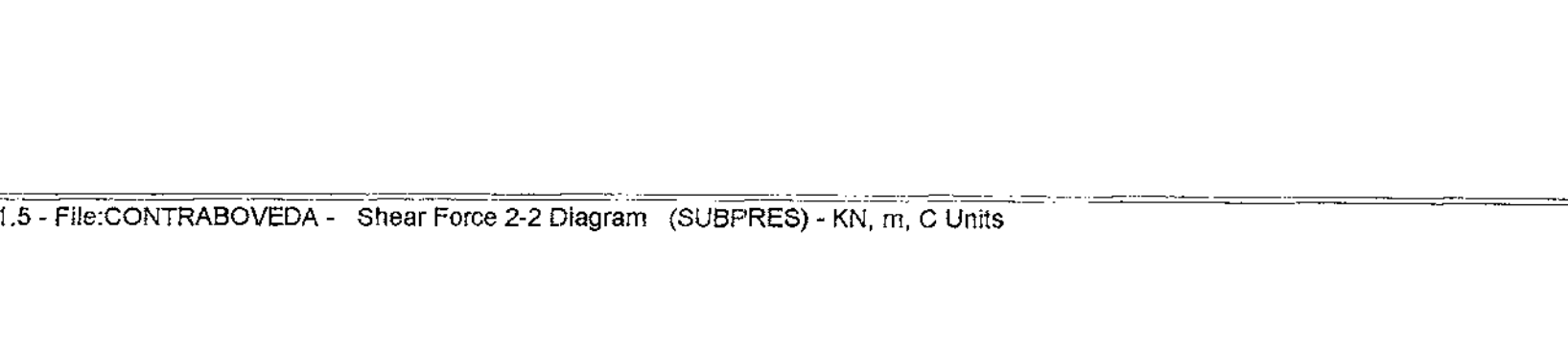
4/21/05 8:54:54



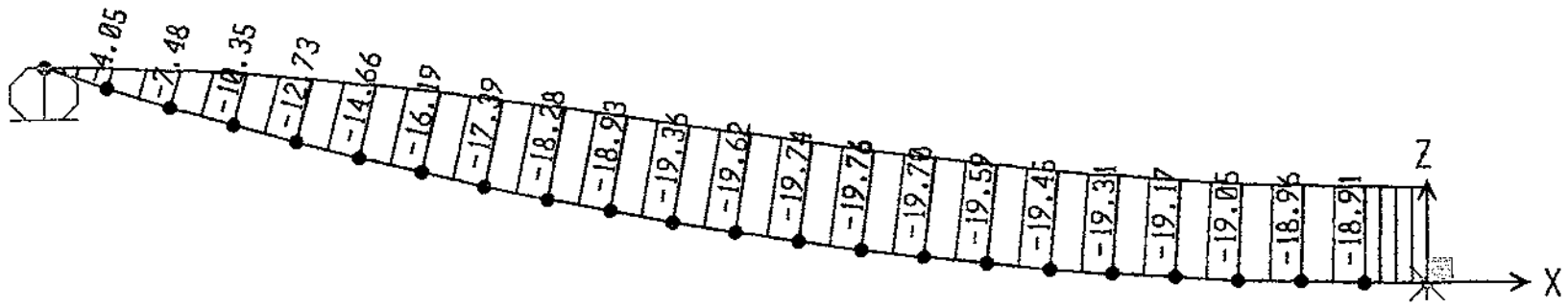
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Shear Force 2-2 Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

SAP2000

4/21/05 9:06:16

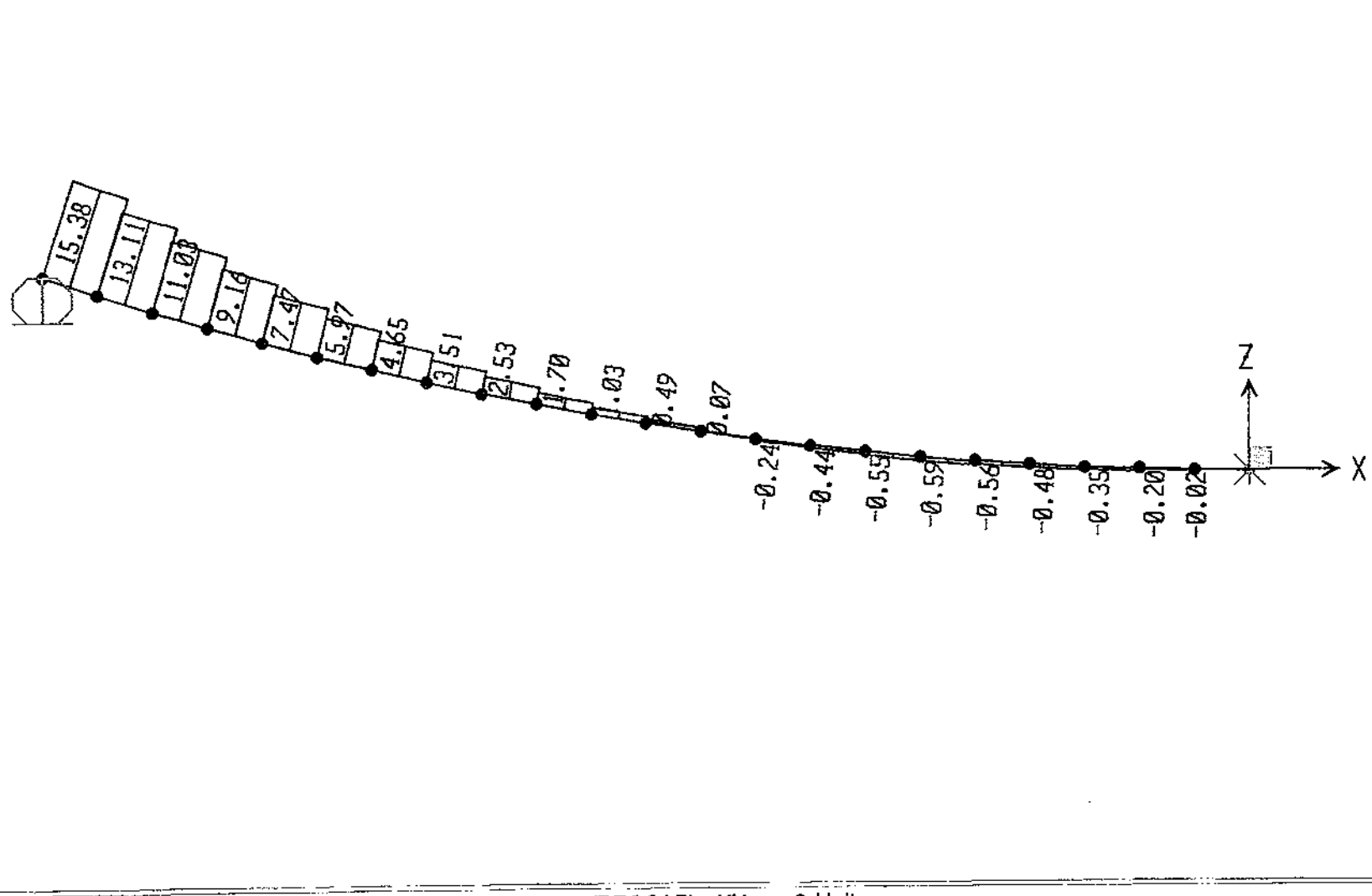


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Axial Force Diagram (DESCAP) - KN, m, C Units



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

(61)



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

(72)

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÁXIMO AXIL Y FLECTORES + CORTANTES CONCOMITANTES

AXILES					FLECTORES					CORTANTES				
g1	subpresión	Reac. Pant.	Desc. Global	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	Desc. Global	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	Desc. Global	COMBO
-34.18	133.03	827.93	27.57	1448.62	0.00	0	0.00	0	0.00	-21.65	89.38	-74.67	15.38	23.49
-32.76	132.24	828.67	26.50	1448.36	5.20	-21.42	19.65	-4.05	-3.53	-18.67	76.57	-63.06	13.11	21.26
-31.53	131.94	828.95	25.57	1448.16	9.60	-39.39	36.15	-7.48	-6.48	-15.95	64.90	-52.47	11.03	19.24
-30.46	132.09	828.83	24.77	1448.08	13.27	-54.25	49.83	-10.35	-8.89	-13.48	54.36	-42.90	9.16	17.45
-29.56	132.62	828.37	24.09	1448.06	16.28	-66.32	60.96	-12.73	-10.86	-11.26	44.91	-34.20	7.47	16.01
-28.79	133.46	827.61	23.52	1448.10	18.70	-75.91	69.83	-14.66	-12.41	-9.27	36.53	-26.70	5.97	14.43
-28.14	134.57	826.62	23.04	1448.21	20.61	-83.31	76.70	-16.19	-13.59	-7.52	29.17	-20.00	4.65	13.21
-27.61	135.89	825.44	22.65	1448.36	22.06	-88.8	81.83	-17.39	-14.48	-5.99	22.77	-14.18	3.51	12.16
-27.17	137.36	824.12	22.34	1448.56	23.11	-92.65	85.46	-18.28	-15.10	-4.67	17.29	-9.19	2.53	11.28
-26.82	138.93	822.70	22.08	1448.75	23.82	-95.09	87.80	-18.93	-15.51	-3.55	12.67	-4.97	1.70	10.55
-26.54	140.56	821.23	21.89	1448.98	24.25	-96.35	89.07	-19.36	-15.71	-2.5	7.34	-1.47	1.03	7.85
-26.32	142.21	819.75	21.74	1449.23	24.55	-96.89	89.44	-19.62	-16.06	-1.5	0.00	1.37	0.49	1.29
-26.15	143.83	818.28	21.62	1449.45	24.46	-96.16	89.09	-19.74	-15.76	1.50	-7.50	3.61	0.07	-4.23
-26.02	145.39	816.87	21.54	1449.68	24.25	-95.07	88.18	-19.76	-15.73	2.54	-11.00	5.30	-0.24	-6.37
-25.93	146.87	815.54	21.49	1449.92	23.97	-93.52	86.84	-19.7	-15.60	3.02	-13.79	6.52	-0.44	-8.55
-25.86	148.23	814.31	21.45	1450.13	23.59	-91.64	85.21	-19.59	-15.44	3.38	-15.07	7.31	-0.55	-9.09
-25.82	149.45	813.20	21.43	1450.30	23.15	-89.56	83.37	-19.45	-15.31	3.62	-15.89	7.73	-0.59	-9.51
-25.78	150.52	812.24	21.42	1450.49	22.67	-87.37	81.43	-19.31	-15.21	3.78	-16.31	7.85	-0.56	-9.75
-25.76	151.41	811.44	21.41	1450.63	22.18	-85.16	79.46	-19.17	-15.13	3.85	-16.40	7.73	-0.48	-9.88
-25.75	152.11	810.80	21.41	1450.73	21.68	-83	77.53	-19.05	-15.10	3.86	-16.22	7.41	-0.35	-9.88
-25.74	152.61	810.34	21.41	1450.80	21.19	-80.93	75.68	-18.96	-15.13	3.83	-15.83	6.96	-0.20	-9.78
-25.74	152.92	810.07	21.41	1450.86	20.72	-79	73.94	-18.91	-15.24	3.76	-15.29	6.43	-0.02	-9.56
-25.74	152.92	810.07	21.41	1450.86	20.72	-79	73.94	-18.91	-15.24	3.66	-14.67	6.43	-0.02	-8.73
				1450.86					-16.06					23.49

1,00 g1 + 1,50 Subpresión + 1,50 Reacción + 1,50 Desc. global

(12)

Cam Nunis — 21-Abr-05

Verificación de flechas

Sólo puntual

Cálculo

Sólo puntual

Cuadrado uniformemente d

Flecha

0.6 d

Sólo puntual

El he calculado haciendo las puntas

Sólo el de puntual es: Flecha

Mdmax = 1450 kNm

Mdmax = 16.80 kNm/m

CSA = 35.05 → Armo puntual

Impongo con diámetro

Armadura

Verificación a cortante

Sólo tengo en cuenta lo

Resulta ser puntual

combinación hipótesis

Ac = 4.69 m² Ac = 10.057 cm²/m → Vu2 = 1724.50 kN/m

Vumax = 23.50 kN/m → (OK)

Dis. Axil espesor

Nd = 1450 kN/m

Ac fcd = 0.60 / 1.45 = 0.145

Para este valor calculamos

cuanto vale Axil

Mediante el Excel

(12)

NOTE BOOK

Can Tunis 21-Mar-05

b) Máximo axil + flector concomitante

El máximo axil a obtener es:

- Peso propio
- Cargas permanentes (G2)
- Tráfico

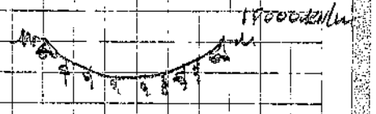
Reacción máxima de los pantallas (= Rmáx × 0,389)

(Los load cases que se considera la sobrecarga, no el tunnel)

Determinación del esfuerzo estático

Sumando las reacciones contra el terreno en los hipótesis anteriores el terreno está totalmente comprimido

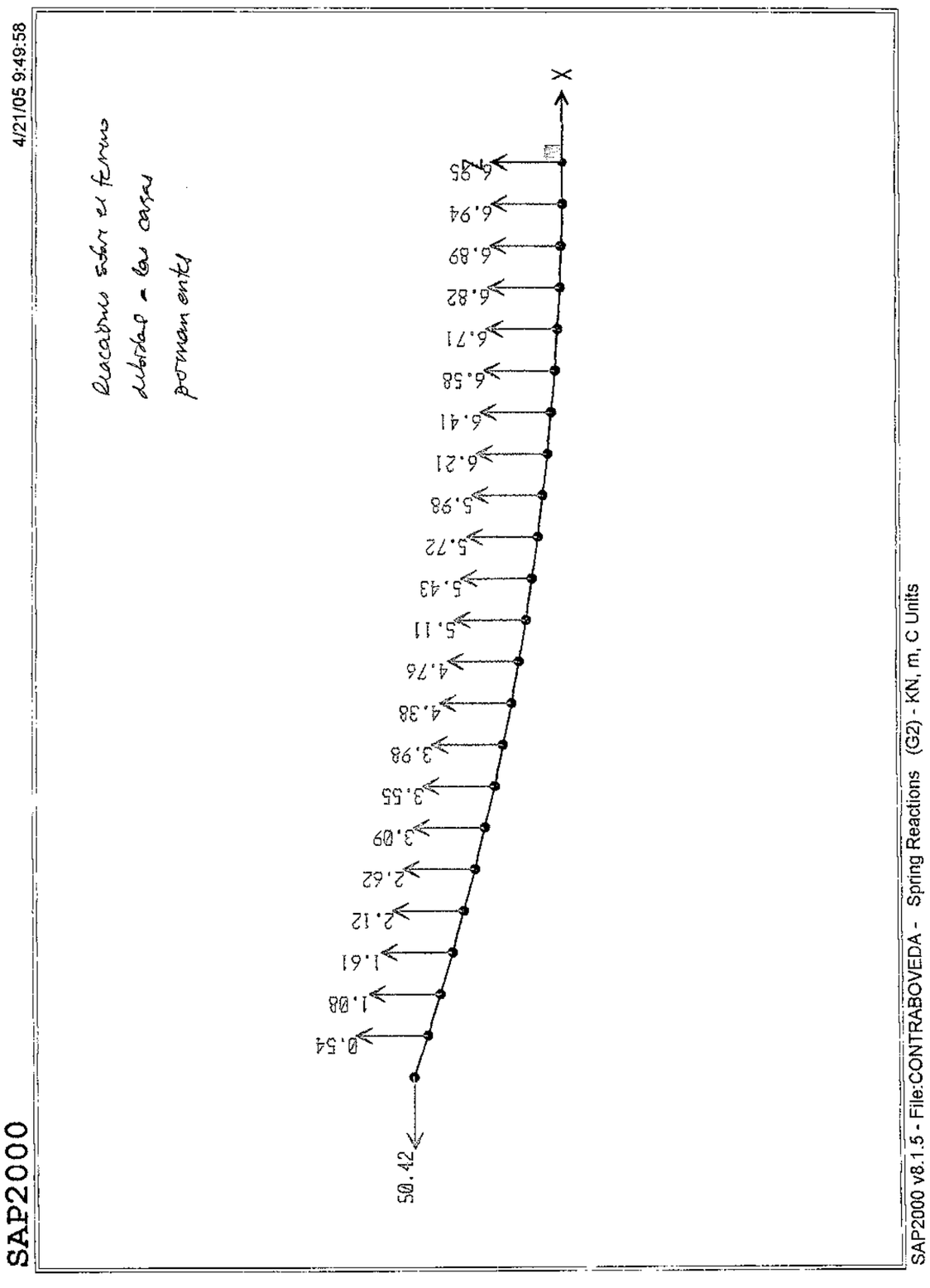
→ Archivo SAP: CONTRABOVEDA 1.SDB"



(Ver hipótesis anteriores)

COMBINACIÓN DE ACCIONES

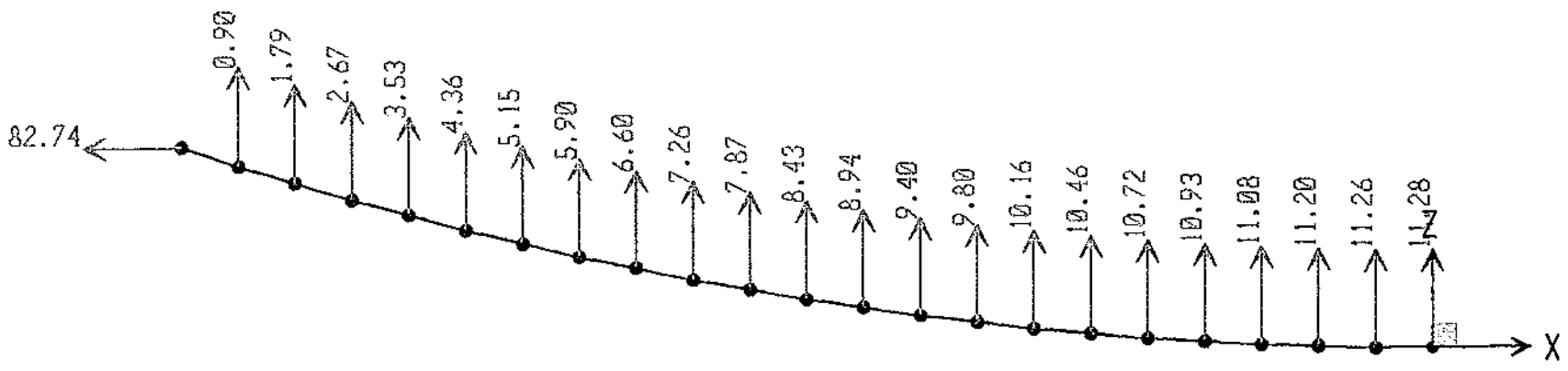
1,35 g_1 + 1,50 g_2 + 1,50 Tráfico + 1,00 Rmáx pantallas



SAP2000

4/21/05 9:50:09

Reacciones sobre el terreno debidas a la acción del tráfico.



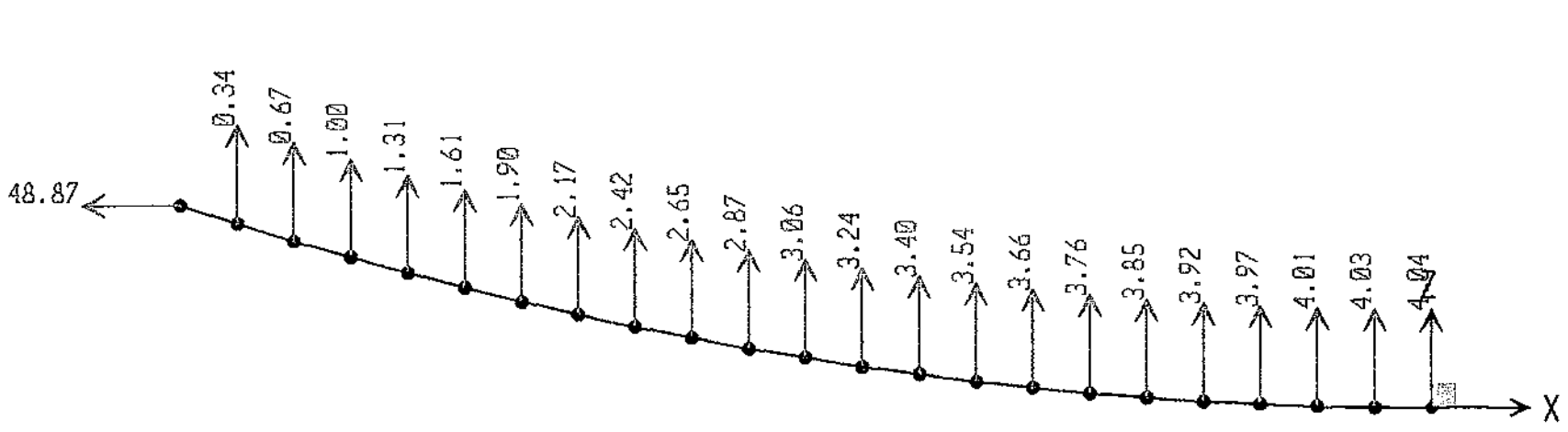
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Spring Reactions (TRAFICO) - KN, m, C Units

(52)

SAP2000

4/21/05 9:51:27

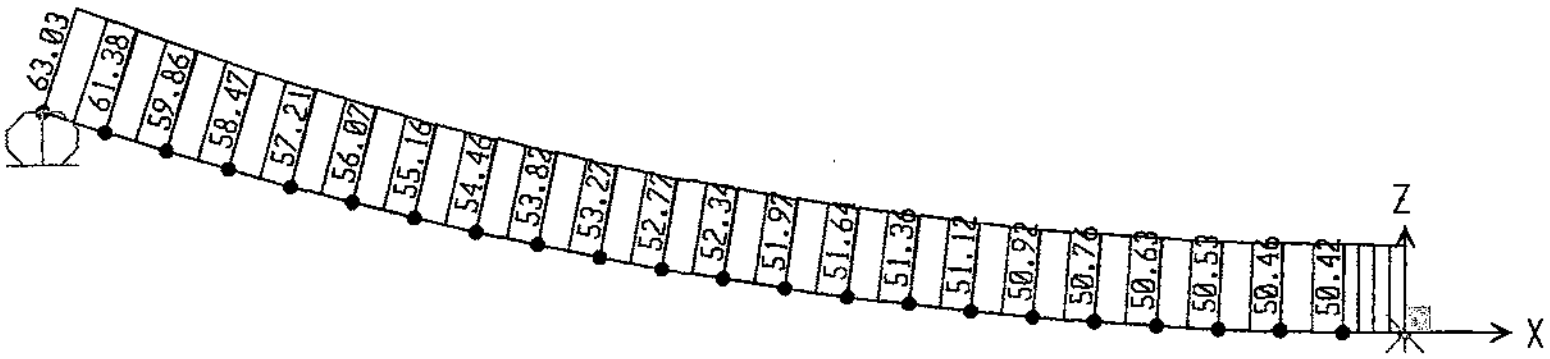
Reacciones sobre el terreno debidas a la reacción unitaria de las pantallas sobre la contrabóveda



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

(53)

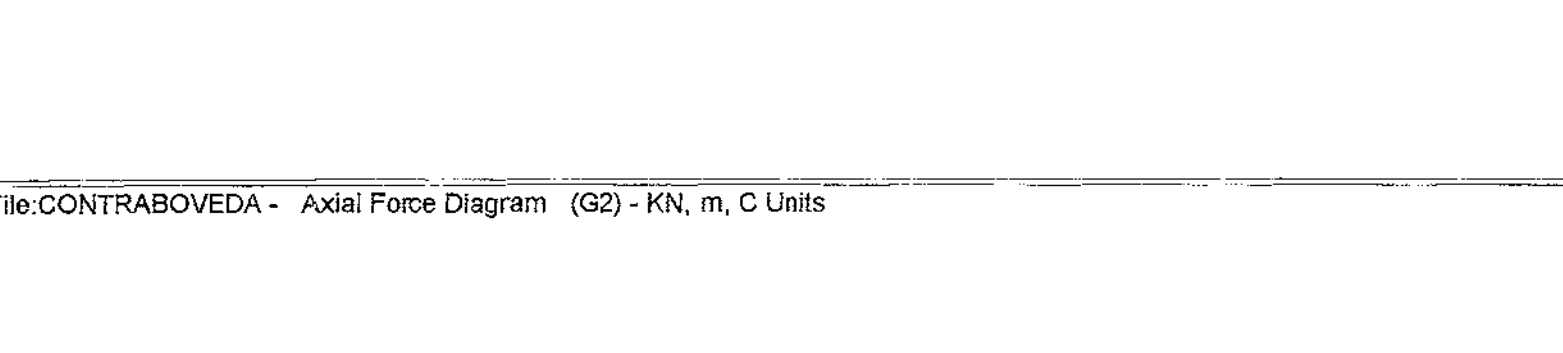
SAP2000 4/21/05 9:55:20



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Axial Force Diagram (G2) - KN, m, C Units

(12)

SAP2000 4/21/05 9:53:46

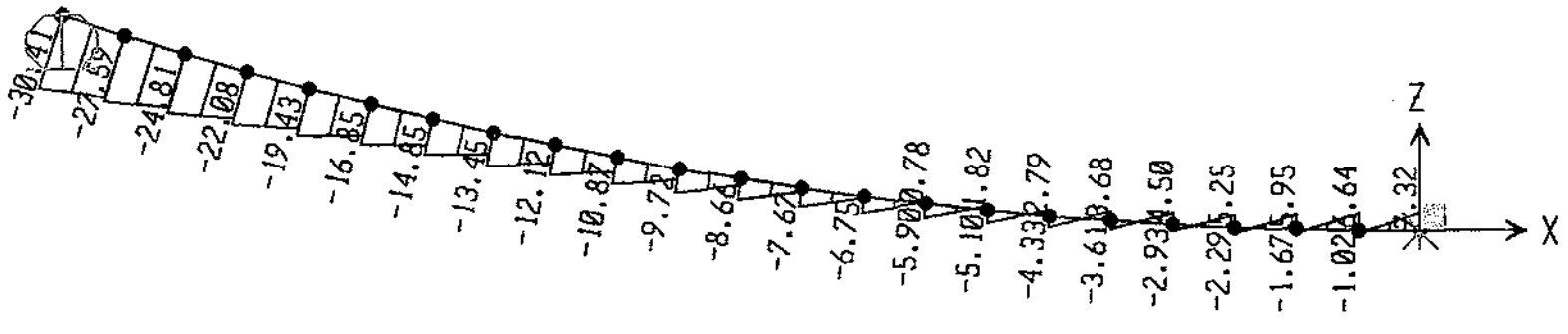


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Moment 3-3 Diagram (G2) - KN, m, C Units

(276)

SAP2000

4/21/05 9:53:54

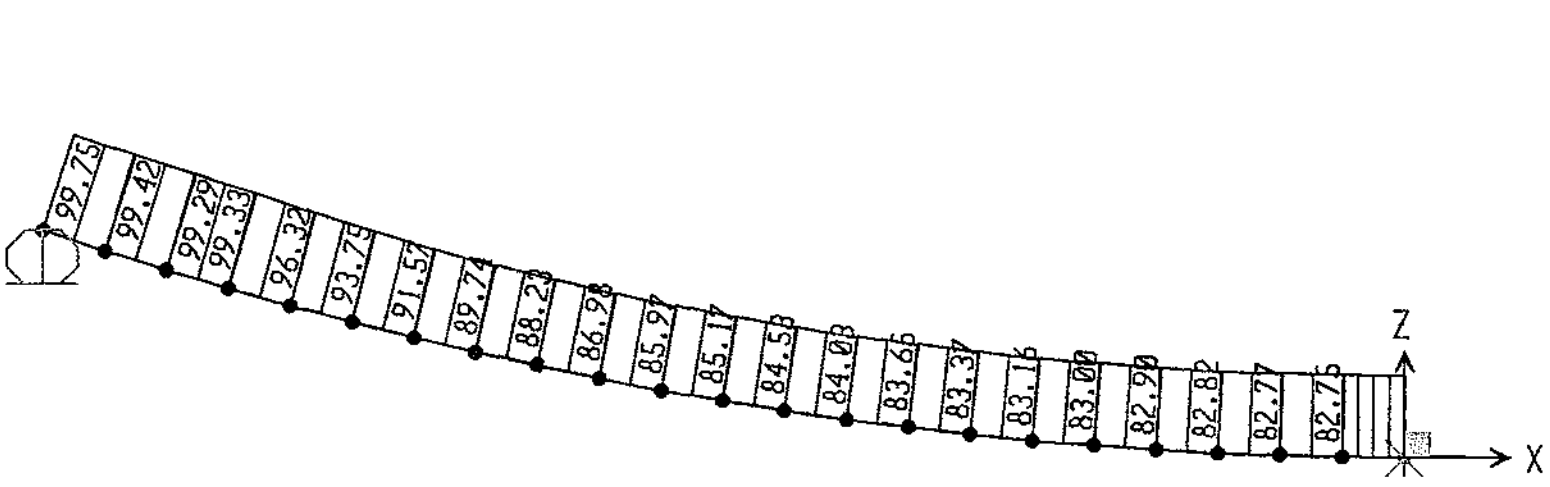


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Shear Force 2-2 Diagram (G2) - KN, m, C Units

(28)

SAP2000

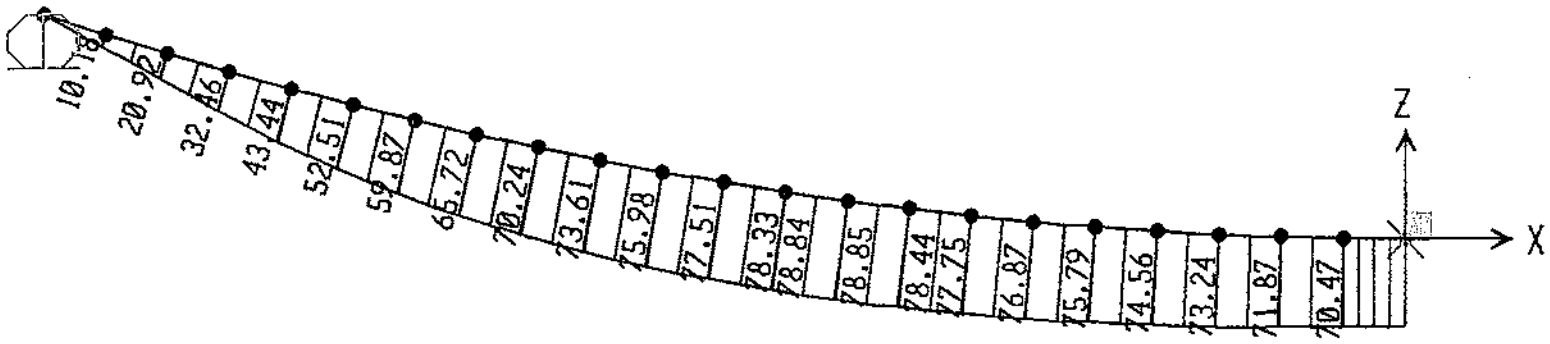
4/21/05 9:54:28



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Axial Force Diagram (TRAFICO) - KN, m, C Units

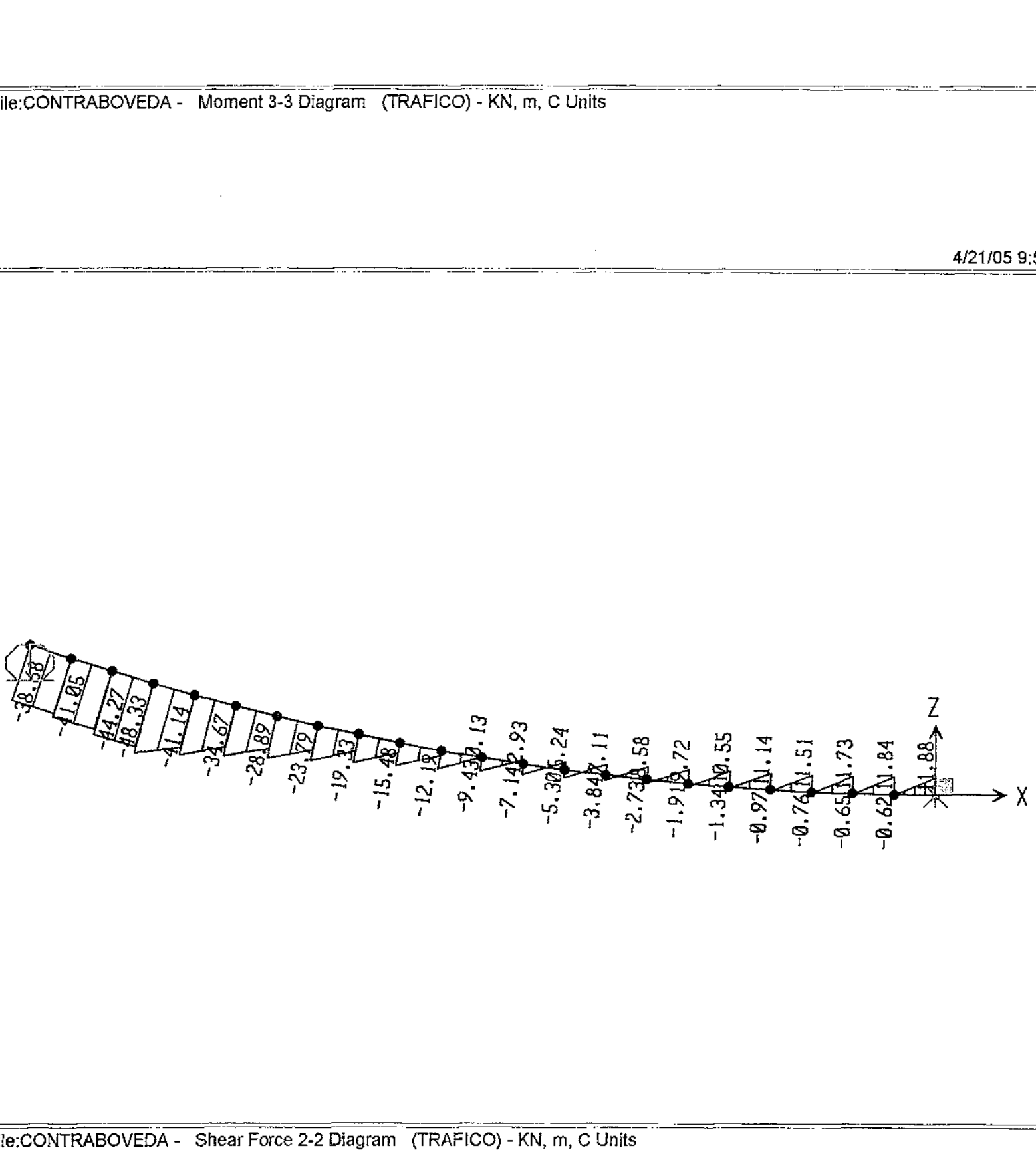
(29)

SAP2000 4/21/05 9:54:12



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

SAP2000 4/21/05 9:54:21



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

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÍNIMO AXIL CON FLECTORES CONCOMITANTES:

AXILES						FLECTORES					
			CORTANTES								
g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO		g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO	
	-34.18	-63.03	99.75	322.06	331.00		0.00	0.00	0.00	0.00	
	-32.76	-61.38	99.42	322.33	335.19		5.20	7.46	10.18		
	-31.53	-59.86	99.29	322.46	338.04		9.60	14.06	20.92		
	-30.46	-58.47	99.33	322.41	342.56		13.27	19.87	32.46		
	-29.56	-57.21	96.32	322.24	340.99		16.28	24.88	43.44		
	-28.79	-56.07	93.75	321.94	339.59		18.70	29.14	52.51		
	-28.14	-55.16	91.57	321.56	338.18		20.61	32.72	59.87		
	-27.61	-54.46	89.74	321.10	336.74		22.06	35.61	65.72		
	-27.17	-53.82	88.23	320.58	335.52		23.11	38.48	70.24		
	-26.82	-53.27	86.98	320.03	334.39		23.82	40.77	73.61		
	-26.54	-52.77	85.97	319.46	333.43		24.25	42.70	75.98		
	-26.32	-52.34	85.17	318.88	332.60		24.55	44.30	77.51		
	-26.15	-51.97	84.53	318.31	331.85		24.46	45.60	78.33		
	-26.02	-51.64	84.03	317.76	331.22		24.25	46.61	78.85		
	-25.93	-51.36	83.65	317.25	330.67		23.97	47.37	78.44		
	-25.86	-51.12	83.37	316.77	330.23		23.59	47.89	77.75		
	-25.82	-50.92	83.16	316.33	329.84		23.15	48.47	76.87		
	-25.78	-50.76	83.00	315.96	329.52		22.67	48.46	75.79		
	-25.76	-50.63	82.90	315.65	329.28		22.18	48.26	74.56		
	-25.75	-50.53	82.82	315.40	329.07		21.68	47.89	73.24		
	-25.74	-50.46	82.77	315.22	328.94		21.19	47.41	71.87		
	-25.74	-50.42	82.75	315.12	328.86		20.72	46.79	70.47		
	-25.74	-50.42	82.75	315.12	328.86		20.72	46.79	70.47		
					328.86						-161.91

Can Parrís 28-Abr-05

Verificación a flexión:

$N_{d,max} = 325$ kN/m

$M_{d,max} = 255,23$ kN·m/m

$C_{54} = 1,23$

(*) No se ha considerado sobrepresión — Coaxil ; ↑ momento negativo

Axil específico

$$\nu = \frac{N_d}{b \cdot f_{cd}} = \frac{0,325 \text{ MN/m}}{0,60 \text{m} \cdot 25 \text{ MPa}/1,50} = 0,0325$$

↑ Un aumento de axil implica un aumento en una cuantía flector multiplicante

Si a cuantía de sobrepresión total (x1,20)

$\Delta N_d = 152,92$ kN/m — $N_d = 325 + 152,92 = 477,92$ kN/m

$\Delta M_d = -79,$ kN·m/m — $M_d = 255,23 - 79 = 176,23$ kN·m/m

Es una condicional $C_{54} = 2,00$ ← (x1)

Verificación a cortante:

$V_d = 169,91$ kN/m $V_{u2} = 172,5$ kN/m

↑ Sin tener en cuenta la contribución favorable del axil de compresión.

c) Máximo flector cdb. axil + contante concomitante

c.1) Máximo flector positivo con axil concomitante

(Tracciones en fibras inferiores)

2) Obtiene el máximo momento positivo cuando actúa:

- Peso propio @2
- Carga permanente @2
- Tráfico
- Viento transversal @2

Del @1 tenemos que @2 equivale a [illegible]

c.2) comprobación de [illegible] (máximo flector con axiles concomitantes)

Determinación axil [illegible]

Pasamanos [illegible] Carril [illegible] Traviesa [illegible]

total momento compresión [illegible] (positiva)

antena (V)

(100000 kN/m)

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÁXIMO FLECTOR CON AXILES CONCOMITANTES:

AXILES g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO
-34.18	-63.03	99.75	827.93	1250.83
-32.76	-61.38	99.42	828.67	1255.84
-31.53	-59.86	99.29	828.95	1260.00
-30.46	-58.47	99.33	828.83	1263.41
-29.56	-57.21	96.32	828.37	1261.31
-28.79	-56.07	93.75	827.61	1259.07
-28.14	-55.16	91.57	826.62	1256.56
-27.61	-54.46	89.74	825.44	1253.81
-27.17	-53.82	88.23	824.12	1251.12
-26.82	-53.27	86.98	822.70	1248.41
-26.54	-52.77	85.97	821.23	1245.82
-26.32	-52.34	85.17	819.75	1243.34
-26.15	-51.97	84.53	818.28	1240.96
-26.02	-51.64	84.03	816.87	1238.76
-25.93	-51.36	83.65	815.54	1236.74
-25.86	-51.12	83.37	814.31	1234.93
-25.82	-50.92	83.16	813.20	1233.30
-25.78	-50.76	83.00	812.24	1231.92
-25.76	-50.63	82.90	811.44	1230.79
-25.75	-50.53	82.82	810.80	1229.87
-25.74	-50.46	82.77	810.34	1229.23
-25.74	-50.42	82.75	810.07	1228.85
-25.74	-50.42	82.75	810.07	1228.85
				1228.85

(MÁXIMO FLECTOR POSITIVO)

FLECTORES g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.20	7.45	10.18	19.65	62.94
9.60	14.06	20.92	36.15	119.66
13.27	19.87	32.46	49.83	171.15
16.28	24.88	43.44	60.96	215.90
18.70	29.14	52.51	69.83	252.47
20.61	32.72	59.87	76.70	281.76
22.06	35.61	65.72	81.83	304.82
23.11	38.48	70.24	85.46	322.47
23.82	40.77	73.61	87.80	335.43
24.25	42.70	75.98	89.07	344.36
24.55	44.30	77.51	89.44	350.02
24.46	45.60	78.33	89.09	352.55
24.25	46.61	78.85	88.18	353.20
23.97	47.37	78.44	86.84	351.33
23.59	47.89	77.75	85.21	348.12
23.15	48.47	76.87	83.37	344.32
22.67	48.46	75.79	81.43	339.12
22.18	48.26	74.56	79.46	333.36
21.68	47.89	73.24	77.53	327.26
21.19	47.41	71.87	75.68	321.05
20.72	46.79	70.47	73.94	314.77
20.72	46.79	70.47	73.94	314.77
				353.20

CORTANTES

g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO
-21.65	-30.41	-38.68	-74.67	-244.87
-18.67	-27.59	-41.05	-63.06	-222.75
-15.95	-24.81	-44.27	-52.47	-203.86
-13.48	-22.08	-48.33	-42.90	-188.16
-11.26	-19.43	-41.14	-34.20	-157.36
-9.27	-16.85	-34.67	-26.70	-129.84
-7.52	-14.85	-28.89	-20.00	-105.76
-5.99	-13.45	-23.79	-14.18	-85.22
-4.67	-12.12	-19.33	-9.19	-67.26
-3.55	-10.87	-15.48	-4.97	-51.77
-2.5	-9.72	-12.19	-1.47	-38.45
-1.5	-8.66	-9.43	1.37	-27.11
1.50	-7.67	-4.15	3.61	-10.29
2.54	-6.75	0	5.30	1.25
3.02	-5.90	3.11	6.52	9.67
3.38	-3.50	5.70	7.31	18.83
3.62	-3.50	8.00	7.73	23.23
3.78	0.00	9.22	7.85	30.71
3.85	3.75	10.95	7.73	38.84
3.86	3.75	11.51	7.41	39.22
3.83	3.75	11.73	6.96	38.83
3.76	3.75	11.84	6.43	38.11
3.66	3.75	11.88	6.43	38.03
				-244.87

Verificación flexión

N_d = 1228,85 kN/m
$M_{d,max}$ = 353,20 kN·m/m → $CC_{SA} = 1,47$ ← (OK!)

No es una hipótesis limitante

Q3: Axil excéntrico

$$V = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \frac{1,23\ MN/m}{0,60\ m^2/m \cdot \frac{25\ MPa}{1,50}} = 0,123 \ (\leq 0,3 \div 0,4)$$

Para estos valores la actuación de la sobrecarga axial y momento flector → la sobrecarga es favorable

Verificación cortante

V_d = 245 kN/m (Pilotes sin armadura de cortante)

N_d = 1228,85 kN/m → $V_{u2} = [0,12\ \xi\ (100\ \rho\ f_{ck})^{1/3} - 0,15\ \sigma_{cd}]\ b_0\ d$

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{540}} = 1,609$ $\quad \rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{10,05 \cdot 10^{-4}}{1,00 \cdot 0,54} = 1,862 \cdot 10^{-3}$

$\sigma_{cd} = \frac{1228,85\ kN}{0,60\ m^2/m} = 2,05\ MPa$

$b_0 = 1,00$; $d = 0,54$ ($r = 0,06$ m → recubrimiento mecánico)

Sustituyendo valores:

$V_{u2} = [0,12 \cdot 1,609 \cdot (100 \cdot 1,862 \cdot 10^{-3} \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,05] \cdot 1,00 \cdot 0,54 =$

$= 340$ kN/m ← $> V_d$ ← (OK!) $\quad (CC_{SA} = 1,39)$

Obs: Tomando la mitad del axil $V_{u2} = 257,1$ kN/m ($CC_{SA} = 1,05$ (OK!)

c2) Máximo flector negativo con axil concomitante (Traccionando fibras superiores)

Se obtiene el máximo momento negativo cuando actúa:

- Peso propio g_1
- Máxima sobrecarga
- Máxima tracción de las pantallas
- Reacción global de la estructura (↑)

Determinación del esfuerzo estático (Q3)

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que todo el terreno está traccionado.

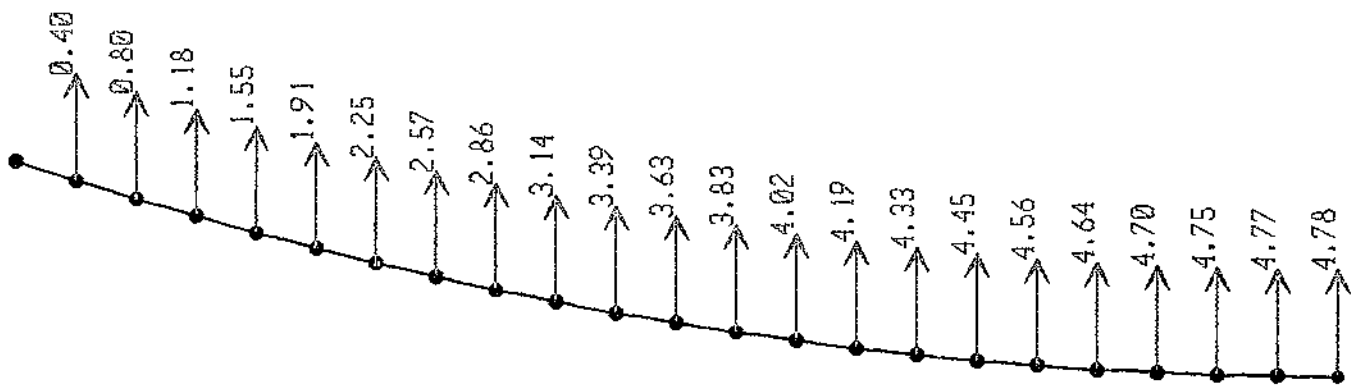
(Ver también hipótesis c1) b) y c1) anteriores)

Archivo SAP "CONTRARROTOR 2 SOB"

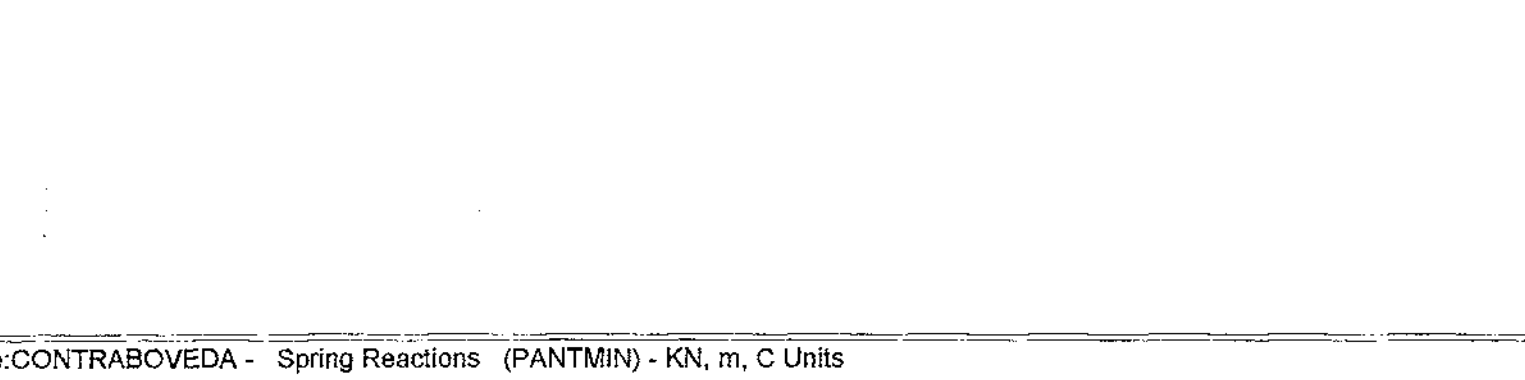
(↑ Si hay sobrecarga no tiene efecto)

Combinación de acciones

1,00 g_1 + 1,00 Resto pantallas + 1,50 Sobrecarga



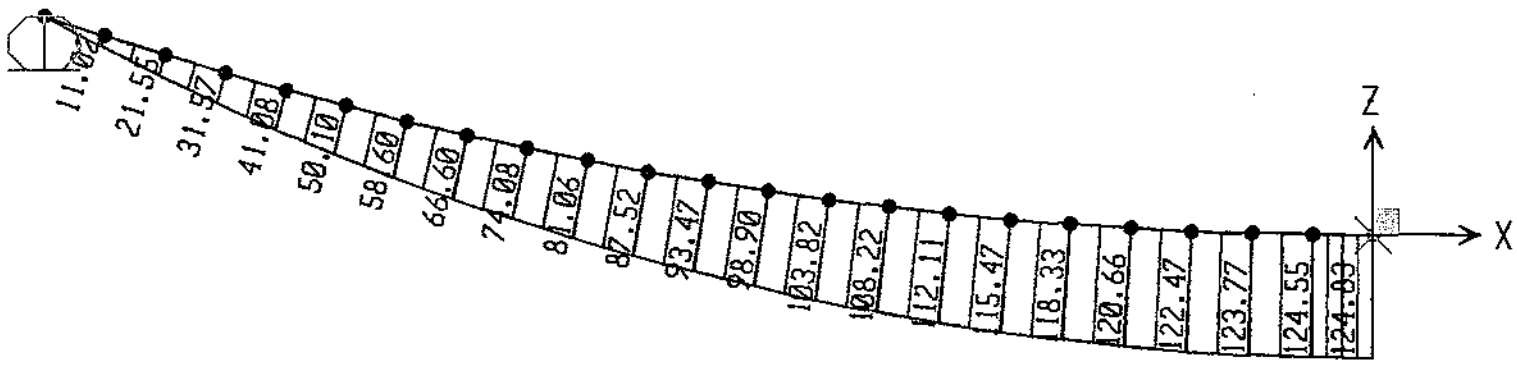
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA - Spring Reactions (PANTMIN) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Axial Force Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

SAP2000

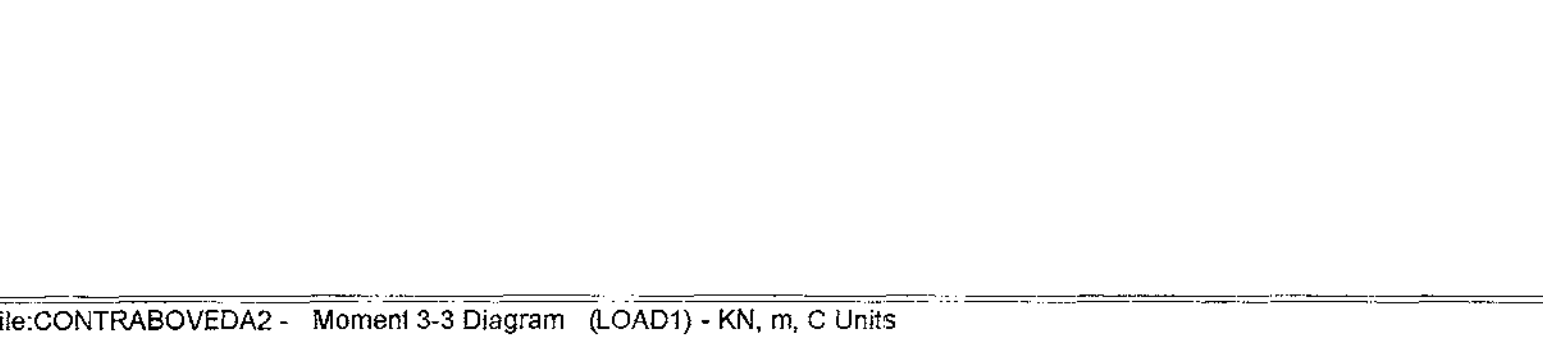
4/21/05 11:35:00



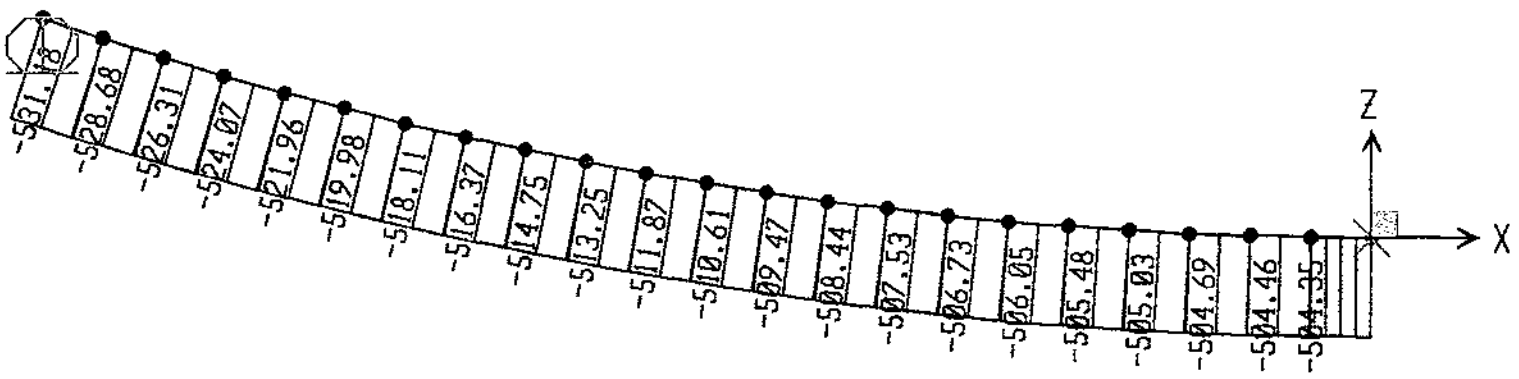
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

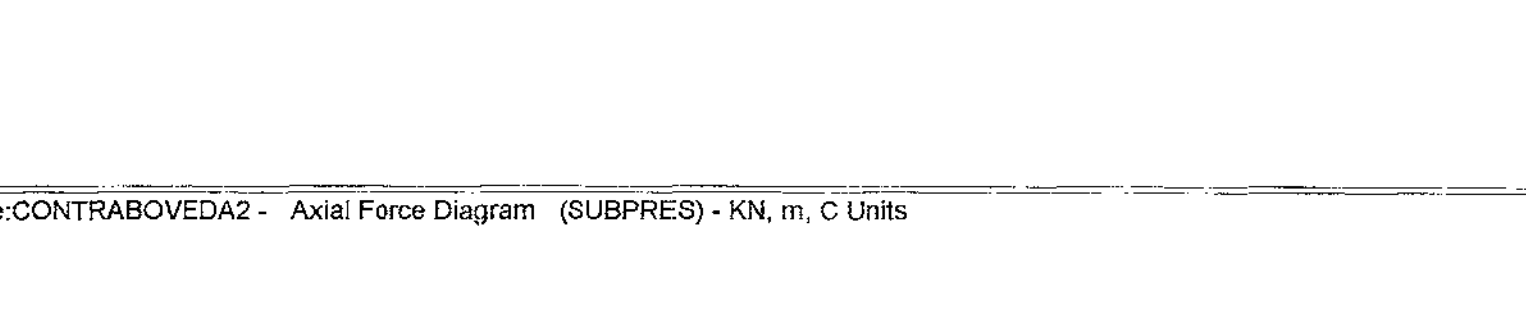
SAP2000

4/21/05 11:35:16



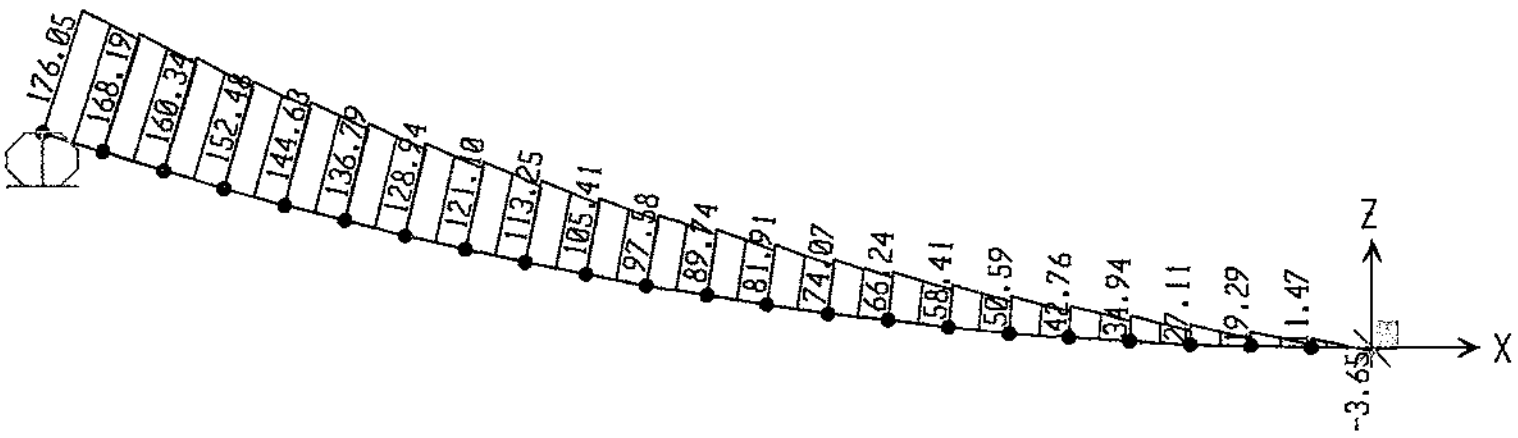
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units


-531.18
-528.68
-526.31
-524.07
-521.96
-519.98
-518.11
-516.37
-514.75
-513.25
-511.87
-510.61
-509.47
-508.44
-507.53
-506.73
-506.05
-505.48
-505.03
-504.69
-504.46
-504.35
Z
X


-44.22
-86.18
-125.91
-163.45
-198.81
-232.02
-263.11
-292.09
-319.00
-343.84
-366.64
-387.40
-406.15
-422.89
-437.63
-450.40
-461.18
-469.99
-476.84
-481.73
-484.67
-485.75
Z
X

SAP2000

4/21/05 11:36:26



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

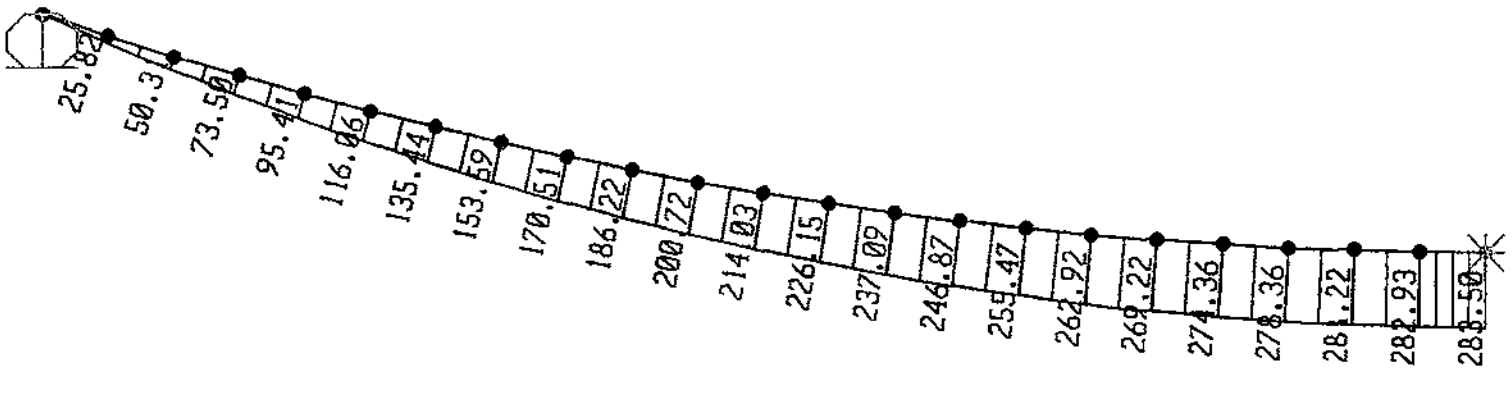
SAP2000

4/21/05 11:37:56

SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Axial Force Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

SAP2000

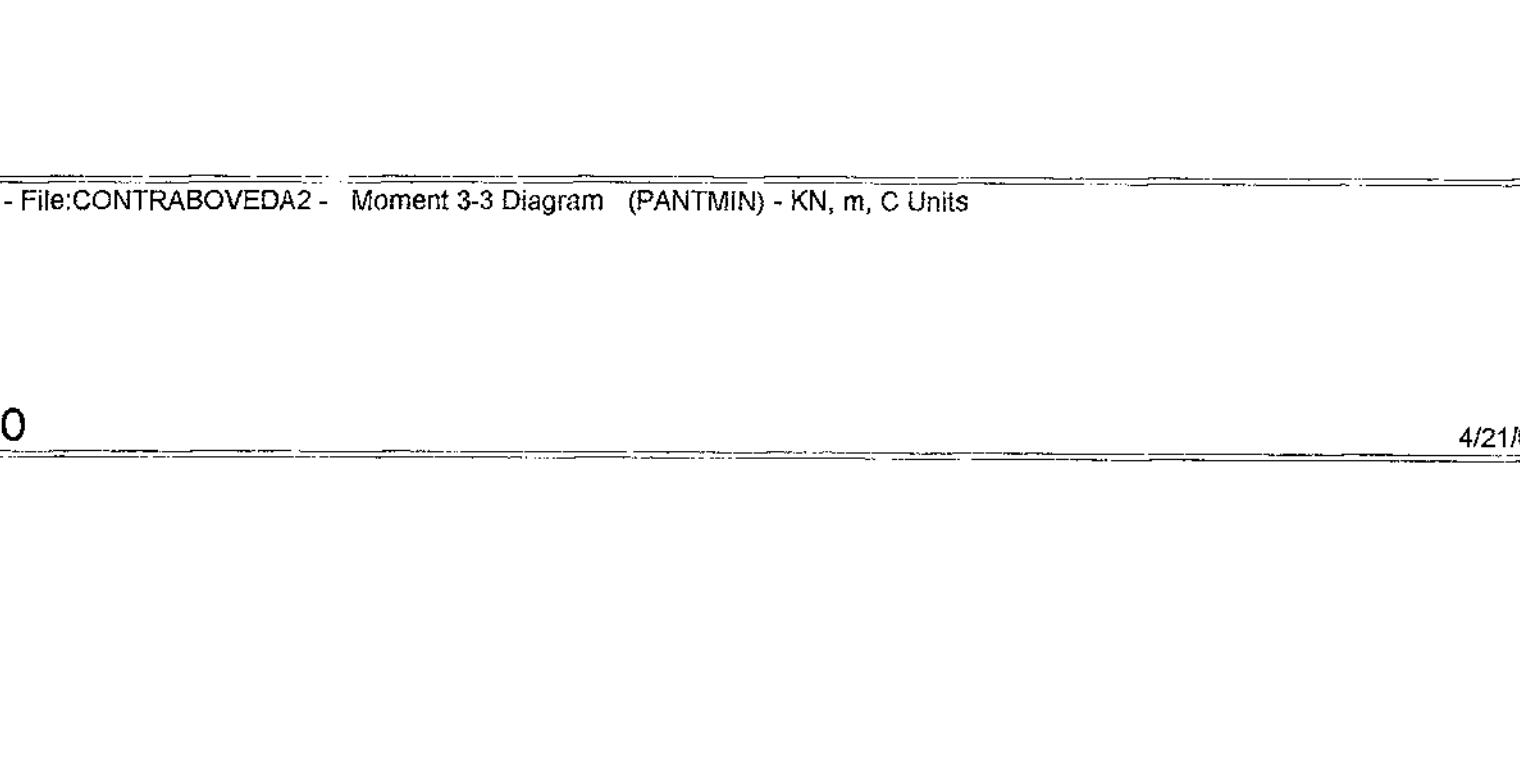
4/21/05 11:37:48



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

SAP2000

4/21/05 11:38:02



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

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
-132.02	531.18	299.33	964.08	0.00	0.00	0.00	0.00	-43.77	176.05	-98.12	122.19
-134.16	528.68	300.79	959.65	11.02	-44.22	25.82	-29.49	-42.07	168.19	-93.56	116.66
-132.4	526.31	302.17	959.24	21.55	-86.18	50.31	-57.41	-40.33	160.34	-89	111.18
-130.73	524.07	303.47	958.85	41.08	-125.91	73.50	-74.29	-38.55	152.48	-84.43	105.74
-129.15	521.96	304.71	958.50	50.10	-163.45	95.41	-99.67	-36.74	144.63	-79.87	100.34
-127.66	519.98	305.87	958.18	58.60	-198.81	116.06	-123.56	-34.91	136.79	-75.3	94.98
-126.26	518.11	306.95	957.86	66.60	-232.02	135.44	-145.99	-33.04	128.94	-70.74	89.63
-124.94	516.37	307.97	957.59	74.08	-263.11	153.59	-167.00	-31.15	121.10	-66.18	84.32
-123.72	514.75	308.92	957.33	81.06	-292.09	170.51	-186.57	-29.23	113.25	-61.61	79.04
-122.58	513.25	309.79	957.09	87.52	-319.00	186.22	-204.76	-27.29	105.41	-57.05	73.78
-121.53	511.87	310.60	956.88	93.47	-343.84	200.72	-221.57	-25.33	97.58	-52.48	68.56
-120.57	510.61	311.33	956.68	98.90	-366.64	214.03	-237.03	-23.36	89.74	-47.92	63.33
-119.69	509.47	312.00	956.52	103.82	-387.40	226.15	-251.13	-21.36	81.91	-43.36	58.15
-118.9	508.44	312.60	956.36	108.22	-406.15	237.09	-263.92	-19.35	74.07	-38.79	52.97
-118.2	507.53	313.13	956.23	112.11	-422.89	246.87	-275.36	-17.33	66.24	-34.23	47.80
-117.57	506.73	313.60	956.13	115.47	-437.63	255.47	-285.51	-15.29	58.41	-29.67	42.66
-117.04	506.05	314.00	956.04	118.33	-450.40	262.92	-294.35	-13.24	50.59	-25.1	37.55
-116.59	505.48	314.33	955.96	120.66	-461.18	269.22	-301.89	-11.19	42.76	-20.54	32.41
-116.22	505.03	314.59	955.92	122.47	-469.99	274.36	-308.16	-9.13	34.94	-15.97	27.31
-115.94	504.69	314.79	955.89	123.77	-476.84	278.36	-313.13	-7.06	27.11	-11.41	22.20
-115.75	504.46	314.93	955.87	124.55	-481.73	281.22	-316.83	-4.99	19.29	-6.85	17.10
-115.64	504.35	314.99	955.88	124.83	-484.67	282.93	-319.25	-2.91	11.47	-2.28	12.02
-115.64	504.35	314.99	955.88	124.83	-485.75	283.50	-320.30	-0.84	3.65	0	4.64
			964.08				-320.30				122.19

(69)

Con Tunel 21-Abr-05

Verificación a flexión:

Nd = 964,08 kN/m

Md máx = -320,30 kN m/m

Md = 1221,9 kNm

Comprobación a cortante:

Cortante último sin armadura de cortante

Vd = 1221,9 kN/m

Cortante Ene Vd = 1725,30 kN/m

(CSA = 1,41)

Sin tener en cuenta la contribución del ERM (del lado seguro)

(50)

NOTE BOOK

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

TRAMO DE TRANSICIÓN Y FASE 1 DEL CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO -B-17-.

PK: 706+300.00 a 706+437.20

LOSA DE FONDO.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2368
Fecha 21/07/05
CAN TUNIS - D-CT-C-09810

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 18 de julio de 2005

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

TRAMOS:

- TRANSICIÓN.
- FASE 1 DEL CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO.

LOSA DE FONDO.
706+300 a 706+437.20

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+300 y 706+437.20 de la traza, correspondiente a los Tramos de Transición y a la Fase 1 del cruce con la carretera B-17 de Barcelona al enlace con el Aeropuerto.

La losa de fondo entre hastiales es de anchura variable, desde los 11.0m de la sección tipo, hasta un máximo de 16.5m.

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

Es necesario aumentar el canto de la 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.

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 9.0m 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). 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

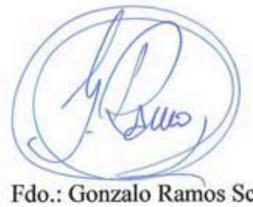
Niveles de control:

- 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 esta 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 puntar 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 18 de julio de 2005

NOTA DE CÁLCULO

Cam Tunis 29-junio-05

CONTRABÓVEDA ANCHO VARIABLE

1) Tramo Transición y Fase 1 del cruce B-17

→ 706+300 a 706+437,20

- $L_{máx}$ = 16,11m ≈ 16,15m
- Profundidad

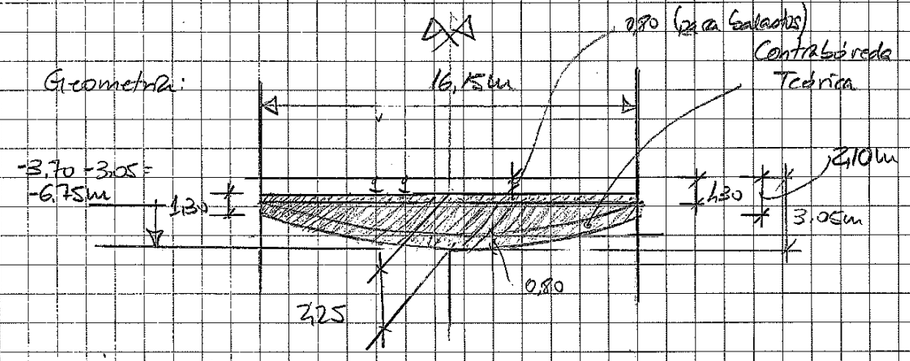
Cota carril: PK = 706+437,20

Vertical en 705+944,000 ΔPK = 493,2m

$\Delta Z = \Delta PK \cdot i = 493,2m \cdot \frac{1,432}{100} = 7,063m$

Z carril: 3,365 − 7,063 = −3,698 ≈ −3,70m

Geometría:



Máxima profundidad −6,75m

altura de agua sobre la contrabóveda con NF a la cota +2,00m

h = 8,75m (se toma h = 9,00m)

Si calcula con una luz de 16,50m (del lado seguro)

Acciones:

- g_1: Peso propio
- Subpresión: pw
- Reacción de apoyo de las pantallas sobre la contrabóveda
- Cargas permanentes
- Tráfico

NOTE BOOK

Cam Ramis

29-junio-05

Esquema estático:

Ojo: El cálculo del axil de apoyo de las pantallas en la base de fondo sobre una viga de canto variable se tendrá en cuenta sólo cuando sea funcional.

Modulo Shp: arcilla (OSA F. 302) (en compresión III)

Situaciones: una contra losa - pantallas

Coeficiente de balasto $K_B = 2000\ T/m^3 = 20000\ kN/m^3$

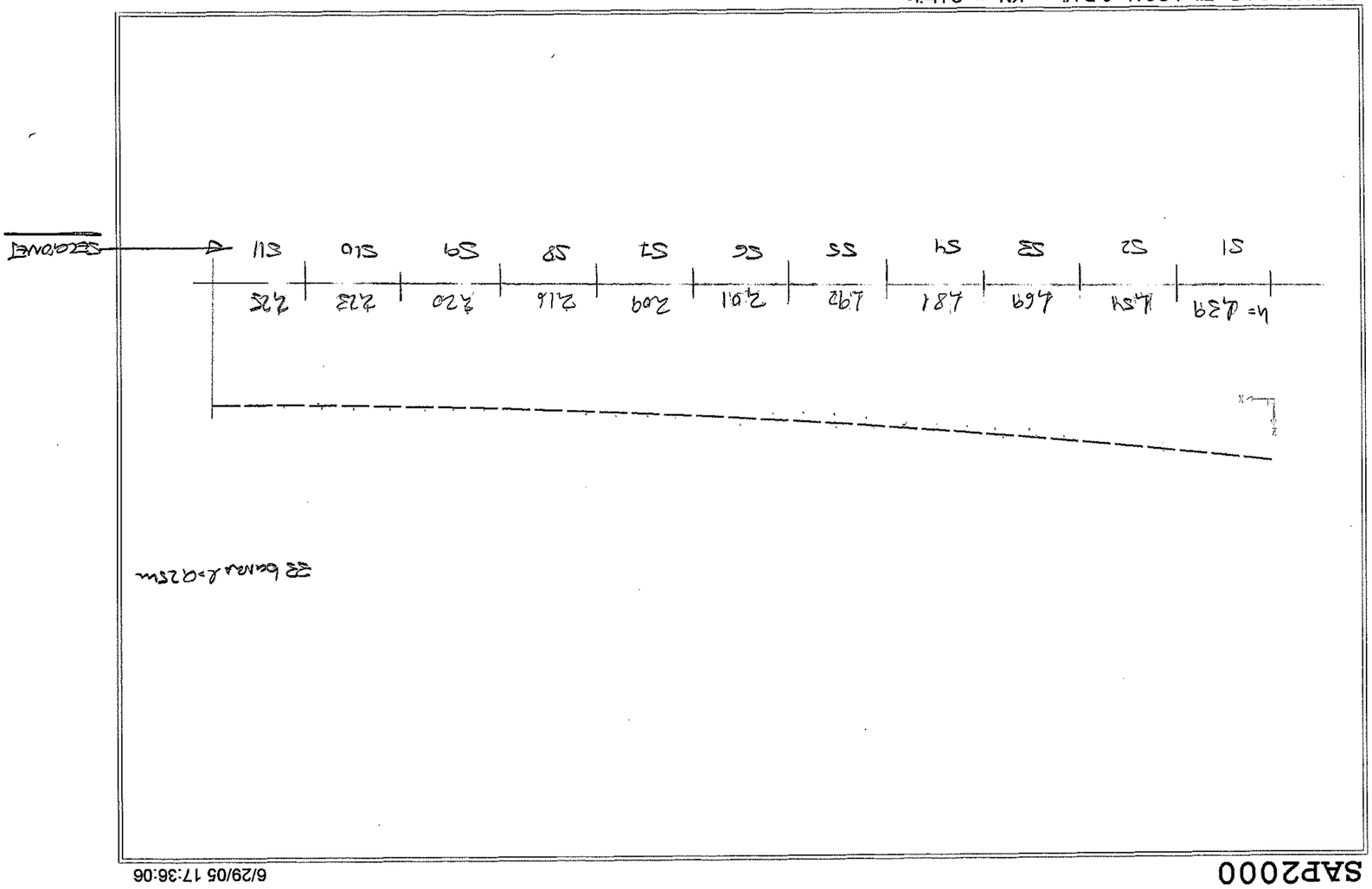
$K_H = K_B \cdot A = 20\,000\ kN/m^3 \cdot 0{,}25\ m^2 = 5000\ kN/m/m$

$A = 1{,}00\ m \cdot 0{,}25\ m = 0{,}25\ m^2$

$K_H = 5000\ kN/m/m$

NOTE BOOK

(2)



(4)

92

ACCIONES Y CONTROL DE REACCIONES

- **PESO PROPIO** Generado automáticamente

$V = 15,96\ m^2/m$

$g_1 = 399,0\ KN/m$ $R_{SAP} = 399,96\ KN/m$ (OK!)

- **CARGAS PERMANENTES:**

e = 0.80m de balasto: $\gamma_{balasto} = 18\ KN/m^3$

$g_2 = 14,4\ KN/m^2$

$R_{g_2} = 14,4\ KN/m^2 \cdot \frac{16,50\ m}{2} = 118,8\ KN/m$; $R_{SAP} = 119,064\ KN/m$ (OK!)

- **REACCIÓN DE APOYO DE LAS PANTALLAS SOBRE LA CONTRABÓVEDA**

$r_{max} = 995,6\ KN/m \approx 1000\ KN/m$

$r_{min} = 304,4\ KN/m \approx 300\ KN/m$

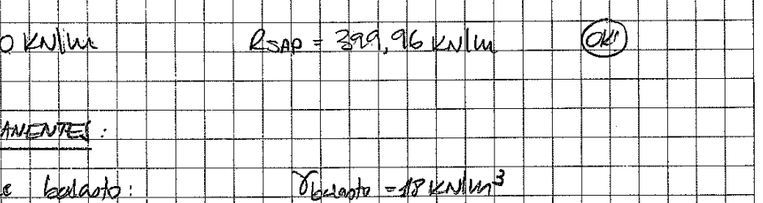
- **SUBPRESIÓN:**

$h = 9,00\ m$

$p_w = 90\ KN/m^2$

$R_{pw} = 90\ KN/m^2 \times 8,25\ m = 742,5\ KN/m$ $R_{SAP} = 744,15\ KN/m$

- **TRÁFICO:**

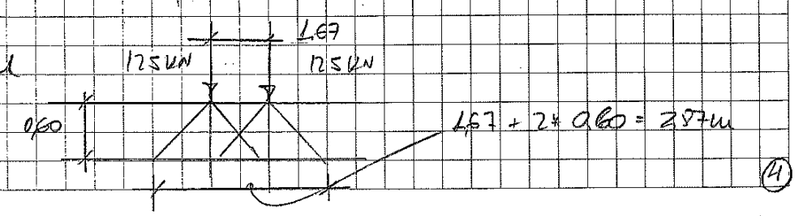


· Eje de 250 KN

· Sc uniforme de 80 KN/m

En longitudinal

En transversal



NOTE BOOK

En 1 carril de longitud del falso túnel la pésima considerar el q.c de 250 KN

Reparto en $(6 \times 2,87)\ m^2 = 17,22\ m^2$

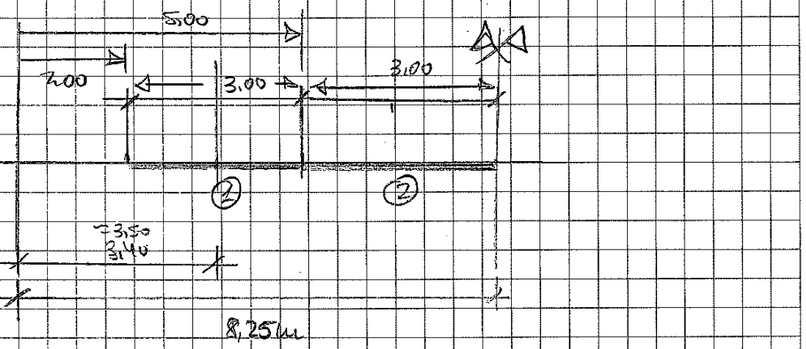
$q_{eq} = \frac{4 \times 250\ KN}{17,22\ m^2} = 58,07\ KN/m^2$ ← Todo el cálculo de la acción del tráfico es muy conservador, no es limitante.

Coeficiente de clasificación: $\alpha = 1,21$ (2 carriles)

Coeficiente de amplificación dinámica: $\phi = 1,50$ (aun todo seguro)

$q = 58,07 \times 1,21 \times 1,50 = 105,4\ KN/m^2 \approx \boxed{105\ KN/m^2}$

Se aplica en 3,0m



Control de reacciones:

$R = 105\ KN/m^2 \times 3,00\ m^2 = 315\ KN$

$R_{SAP} = 315\ KN/m$ (OK!)

NOTE BOOK

Can Tunis 30-junio-05

DIMENSIONAMIENTO:

Hipótesis:

a) Máximo momento flector negativo

b) Máximo momento flector positivo

a) Máximo flector negativo

Acciones: * Peso propio

* Sobrecarga

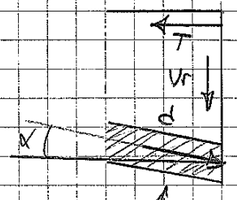
DETERMINACIÓN DEL ESQUEMA ESTÁTICO

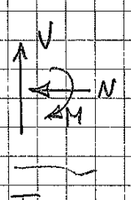
Sumando las reacciones sobre el terreno en las hipótesis anteriores resulta que el terreno está totalmente traccionado.

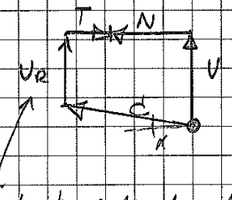
Archivo SAP: LOSAFLSDB

El efecto del cambio de canto (A canto mayor secciones con mayores momentos flectores) hace disminuir el cortante efectivo sobre la sección

Equilibrio





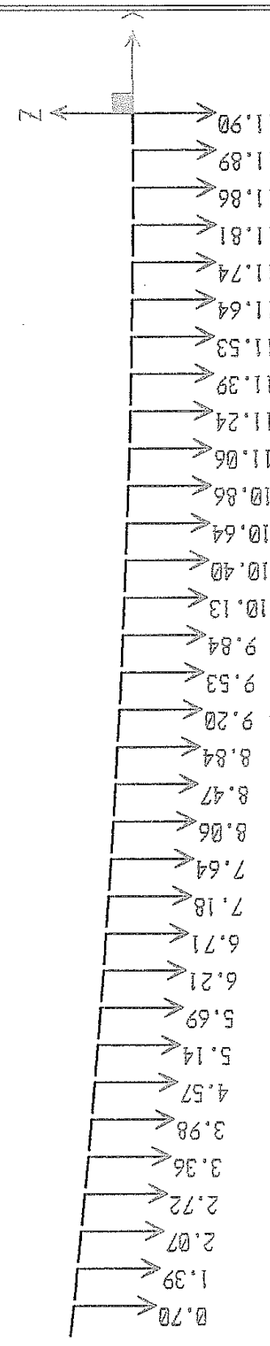


Cortante reducido sobre la sección, es todo el cortante total del lado seguro

NOTE BOOK

7/7/05 10:40:37

REACCIONES CONTRA EL TERRENO DEBIDAS A LA ACCIÓN DE LA SUBPRESIÓN

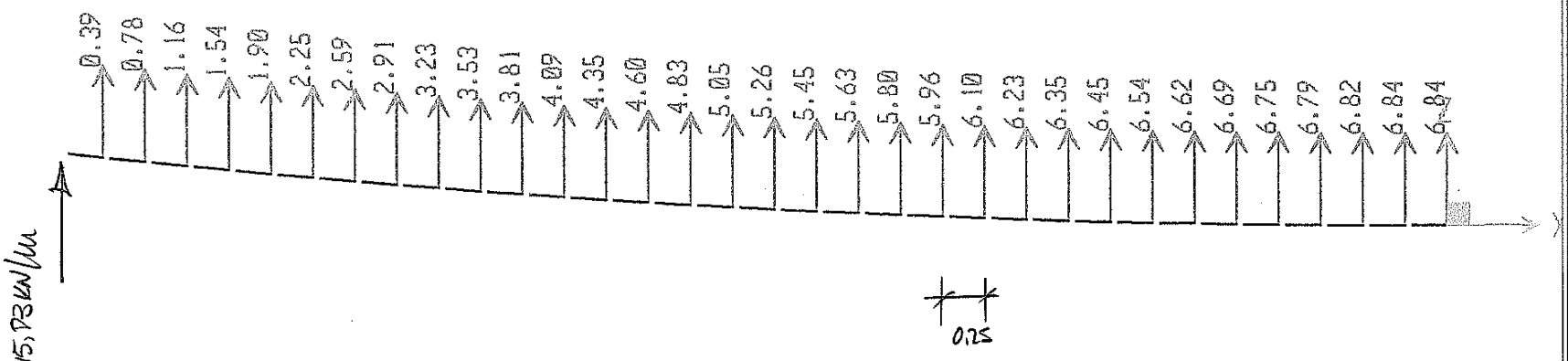


SAP2000

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

SAP2000 7/7/05 10:35:16

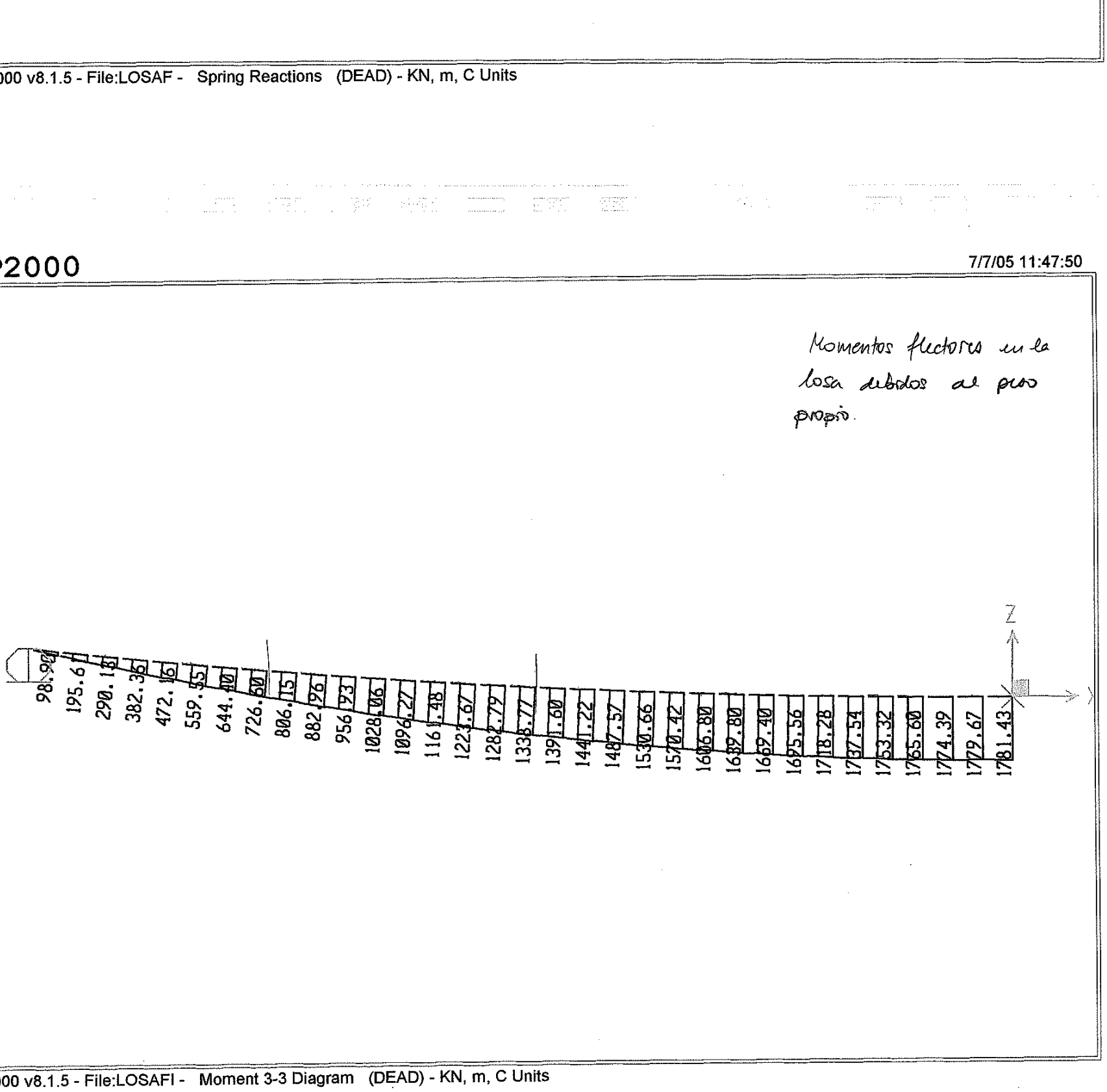
REACCIONES SOBRE EL TERRENO DEBIDAS A LA ACCIÓN DEL PESO PROPIO



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

SAP2000 7/7/05 11:47:50

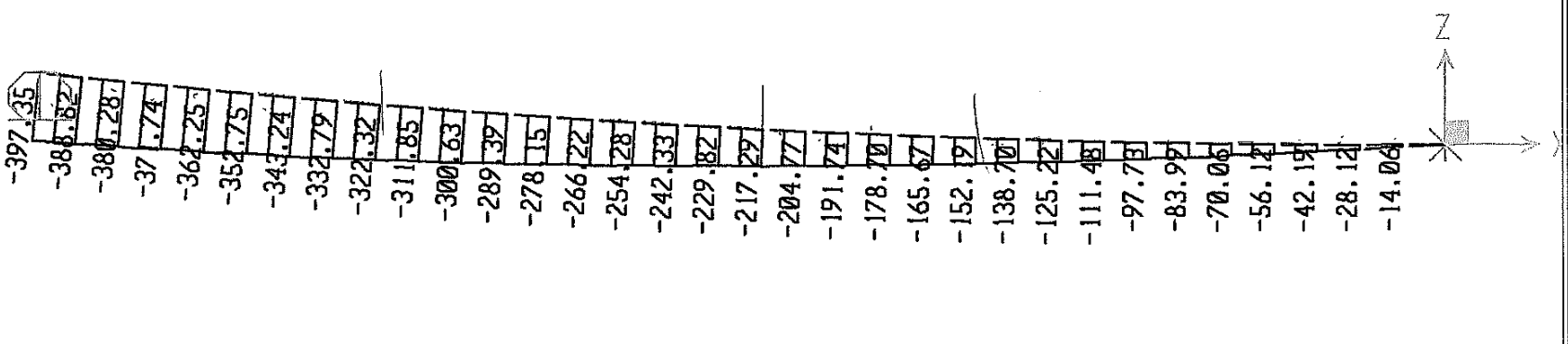
Momentos flectores en la losa debidos al peso propio.



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

SAP2000 7/7/05 11:48:09

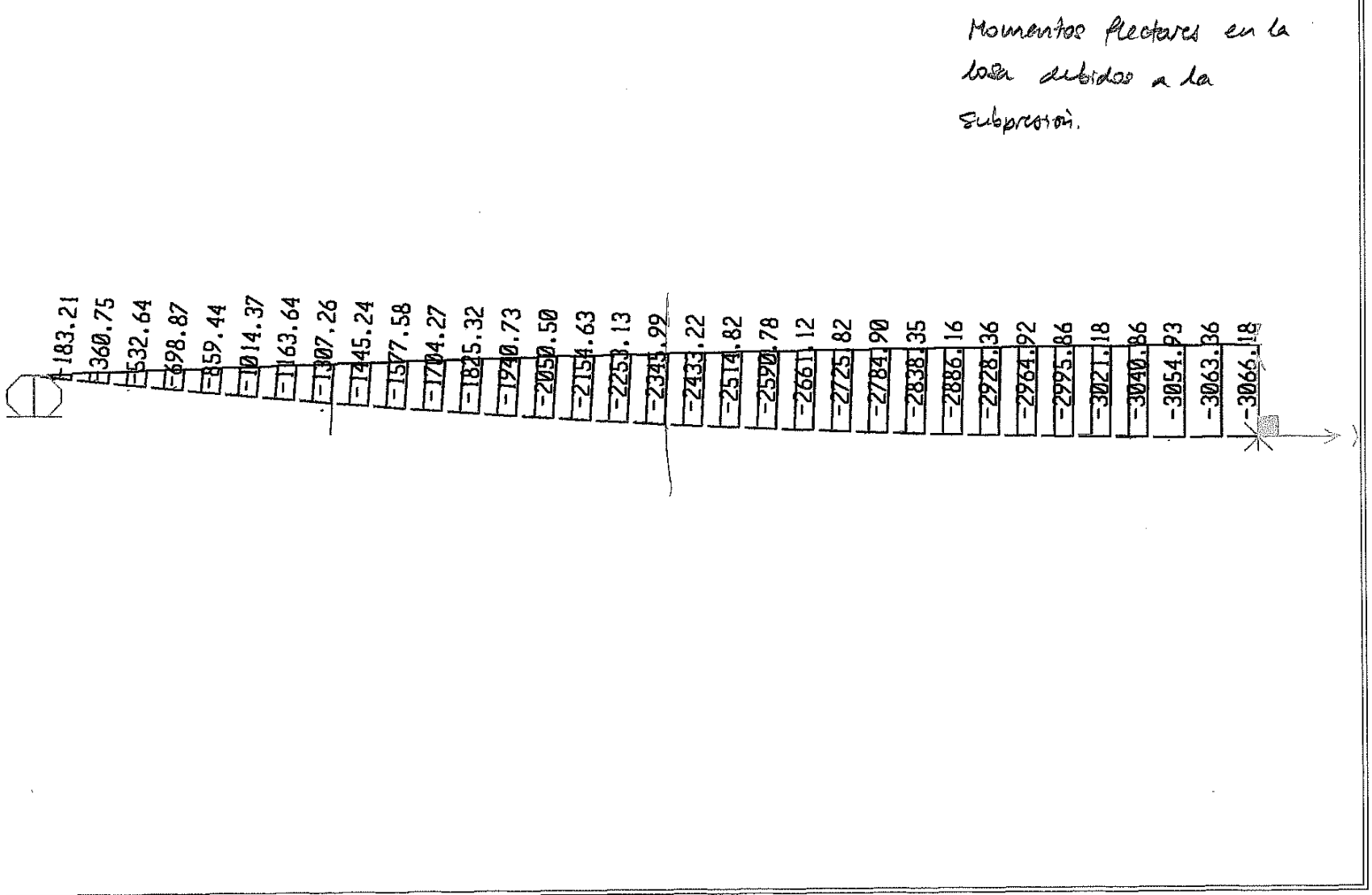
Esfuerzos cortantes en losa debidos al peso propio.



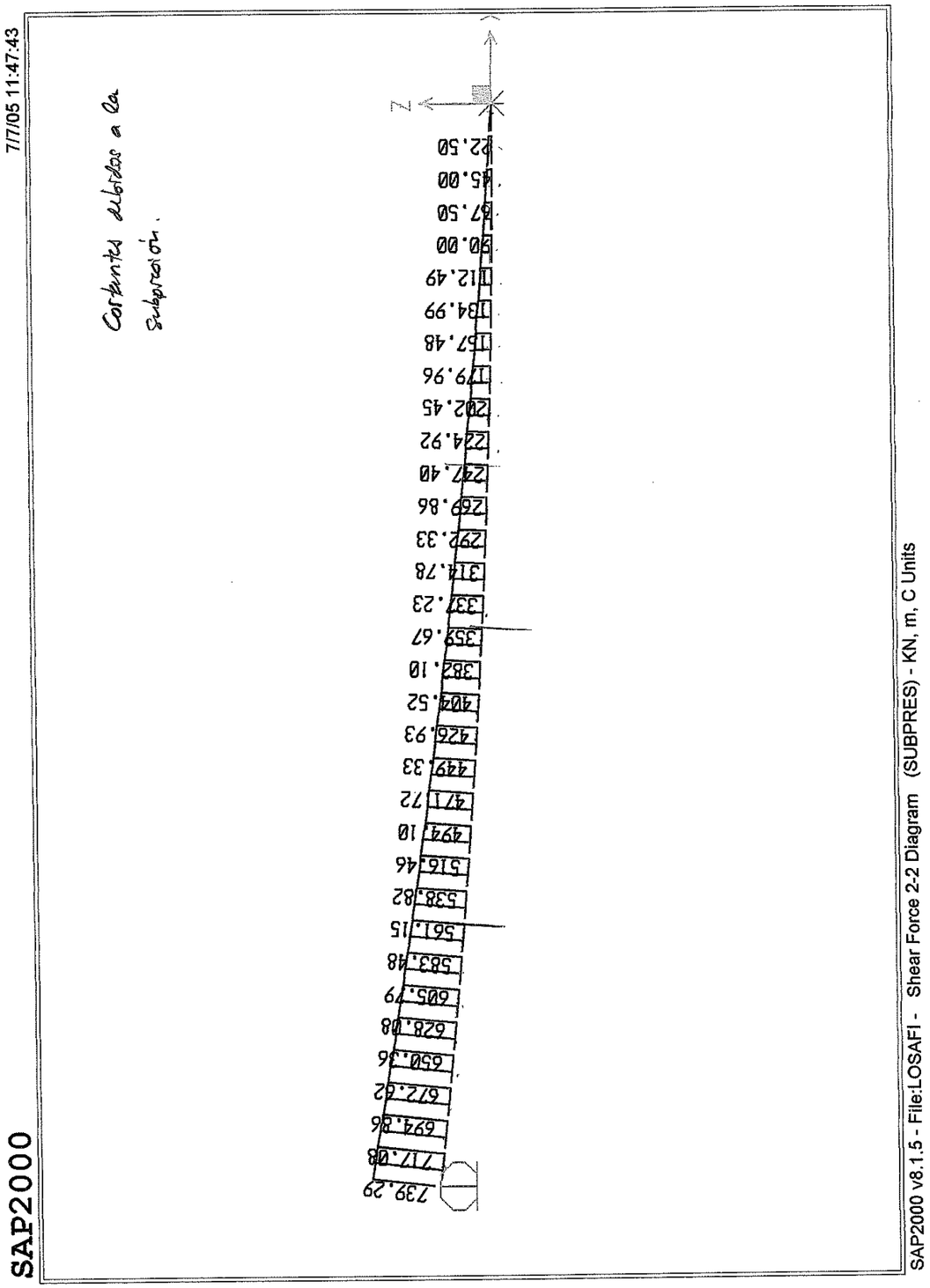
SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFI - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

SAP2000 7/7/05 11:42:08

Momentos flectores en la losa debidos a la subpresión.



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



(12)

Can Tunis 7-Julio-05

En esta hipótesis, el efecto combinado del cambio de posición de la dirección de la presa y del eje del apoyo sobre las pantallas, provoca un momento flector que traccionaría las fibras inferiores → no se tiene en cuenta.

Leyes de esfuerzos: (Ver página anterior)

COMBINACIÓN DE ACCIONES:

1,00 g + 1,50 Subpresión

FLEXIÓN

€ $M_d = 1,00 \cdot 1781,40 + 1,50(-3066,2) = -2817,9$ KN.m/m

$h = 2,25$ m, $r = 0,10$ m → $A_s \geq 31$ cm²/m → 10 Φ20 pmd

7 Φ25 pmd

4/4 $M_d = 1,00 \cdot 1338,8 + 1,50(2345,99) = -2180,19$ KN.m/m

$h = 2,00$ m, $r = 0,10$ m → $A_s \geq 27,6$ cm²/m ← (21)

4/p $M_d = 1,00 \cdot 726,60 + 1,50(-1307,26) = -1234,29$ KN.m/m

$h = 1,70$ m, $r = 0,10$ m → $A_s \geq 18,50$ cm²/m ← 6 Φ20

Si llevan los Φ20 en lado a lado de la sección

(13)

NOTE BOOK

CORTANTE:

- Apoyo:

$V_d = 1{,}00\ (-897{,}35) + 1{,}50 \cdot (739{,}3) = 711{,}6$ kN/m

$A_s = 15{,}71$ cm²/m (cuantía mínima) $h = 1{,}80$ m

$A_\alpha \geq 10{,}89$ cm²/m ← Se cubre con 3 ramas ϕ12 por m.

$A_{\alpha min} = 0{,}02 \cdot 50 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}02 \cdot 1{,}00 \cdot \frac{25/1{,}5}{400} = 8{,}333$ cm²/m/m

OK! queda cubierto

- L/8 $V_d = 1{,}00(-522{,}32) + 1{,}50(561{,}15) = 519{,}405$ cm²/m

$A_\alpha \geq 4{,}03$ cm²/m ($A_s = 10{,}89$ cm²/m $h = 1{,}70$ m)

- L/4 $V_d = 1{,}00(-217{,}29) + 1{,}50(359{,}67) = 322{,}22$ kN/m

$A_c = 31{,}42$ cm²/m $h = 2{,}00$ m

$A_\alpha = 0{,}0$ cm²/m/m ← No hace falta armadura de cortante

DEFINICIÓN EMPUJES AL VACÍO:

Axil de apoyo de la pantalla en la losa

Equilibrio: $C_{máx} + N = A_s \cdot f_{yd} + 1000$ kN/m

$C_{máx} = 31{,}49$ cm²/m · 434,80 MPa + 1000 kN/m

$C_{máx} = 2{,}369$ MN/m

Curvatura $R = 35{,}20$ m

Fuerzas de desviación: $t_d = 1{,}50 \cdot \frac{2{,}369 \text{ MN/m}}{35{,}20 \text{ m}} = 0{,}100$ MN/m

$t_d = 100$ kN/m

$A_\alpha \geq \frac{t_d}{f_{yd}} = \frac{100 \text{ kN/m}}{400 \text{ MPa}} = 2{,}50$ cm²/m/m

Sale muy bajo!!! OK!

(14)

LIMITACIONES: sección de cuanto máximo

* Flexión:

Cuantía mínima: $A_c \geq 0{,}04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 2{,}25 \text{ m}^2 \cdot \frac{25/1{,}5}{434{,}8}$

$A_s \geq 34{,}49$ cm²/m

$A_{s disp} = 31{,}49$ cm²/m OK!

En L/4: $h = 2{,}00$ m

$A_s \geq 0{,}04 \cdot 2{,}00 \text{ m}^2 \cdot \frac{25/1{,}50}{434{,}8} = 30{,}67$ cm²/m

↑ Se cubre

* Momentos flectores transversales por efecto arco:

ϵ: $md_\perp = 0{,}20 \cdot 2818$ kN.m/m = 536,6 kN.m/m

$h = 2{,}25$ m

$A_s \geq 592$ cm²/m

L/4 $md_\perp = 0{,}20 \cdot 2180 = 436$ kN.m/m

$h = 2{,}00$ m

$A_s \geq 5{,}50$ cm²/m

L/8 $md_\perp = 0{,}20 \cdot 1235$ kN.m/m = 247 kN.m/m

$h = 1{,}70$ m

$A_s \geq 3{,}61$ cm²/m

* Cuantía geométrica mínima

$h = 2{,}25$ m $A_s \geq 29{,}25$ cm²/m ← 3ϕ20 a 0,30

$h = 2{,}00$ m $A_s \geq 18{,}0$ cm²/m

$h = 1{,}70$ m $A_s \geq 15{,}30$ cm²/m ← ϕ25 a 0,30.

(13)

* Cortante:

- confinamiento hormigón:

$V_{u1} = 600\ kN/m$ ← ($h = 1,30 m$)

$V_d = 711,6\ kN/m < \frac{1}{5} V_{u1} = 120\ kN/m$

$-St \leq a_{90} d = 0,80 \cdot 1,20 = 0,96 m \rightarrow 300 mm \rightarrow St = 300 mm$

- Limitación fisuración:

$A_s = 81,49\ cm^2/m$

$V_{au} = 316\ kN/m$

$(V_d - 3V_{au}) = 711,6 - 3 * 316 = \underline{-236,4\ kN/m} < 0 \rightarrow St \leq 300 mm$ (OK!)

b) Máximo flector positivo

Acciones: * g_1: Peso propio

* Reacción pantallas sobre contrabóveda

* g_2: cargas permanentes

* Tráfico

Obs: del lado seguro no se considera la subpresión.

DETERMINACIÓN DEL ESQUEMA ESTÁTICO:

Suponiendo las reacciones contra el terreno resulta que éste está totalmente comprimido.

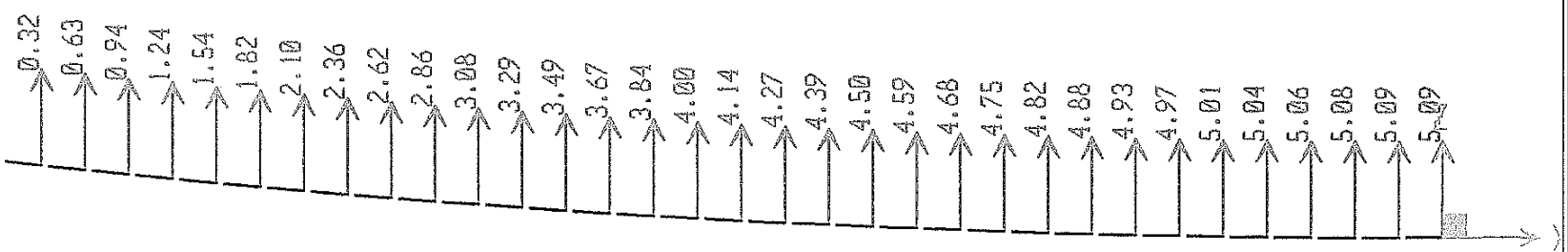
Mediante SAP LOSA F. SDB

Leyes de esfuerzos (Ver páginas siguientes)

COMBINACIÓN: $1,35 g_1 + 1,50$ Apuntallas $+ 1,35 g_2 + 1,50$ (Tráfico)

SAP2000 7/7/05 13:20:14

Reacciones sobre el terreno debidas a la acción del tráfico (Hipótesis 1)

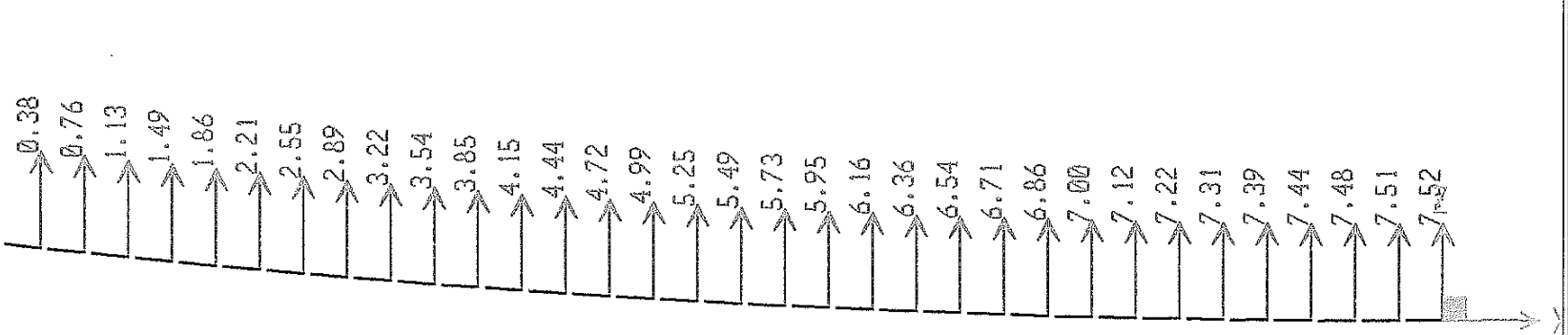


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Spring Reactions (TRAFICO1) - KN, m, C Units

(18)

SAP2000 7/7/05 13:22:02

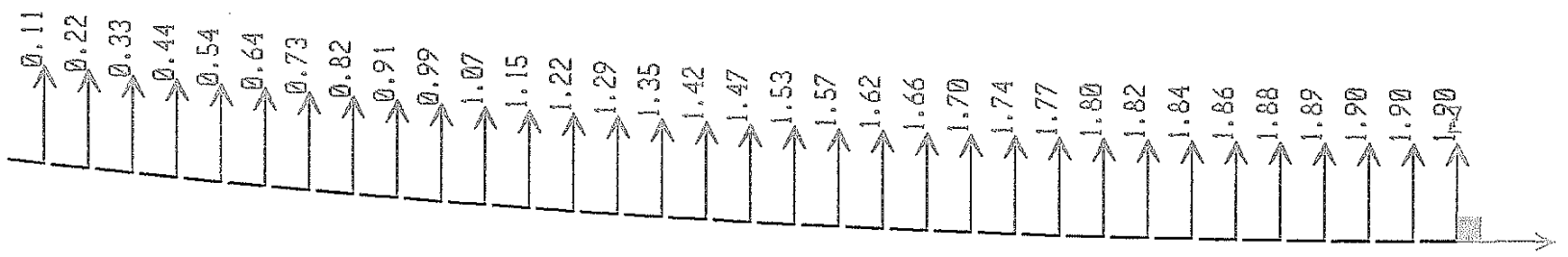
Reacciones contra el terreno debidas a la acción del tráfico (Ver hipótesis 2)



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Spring Reactions (TRAFICO2) - KN, m, C Units

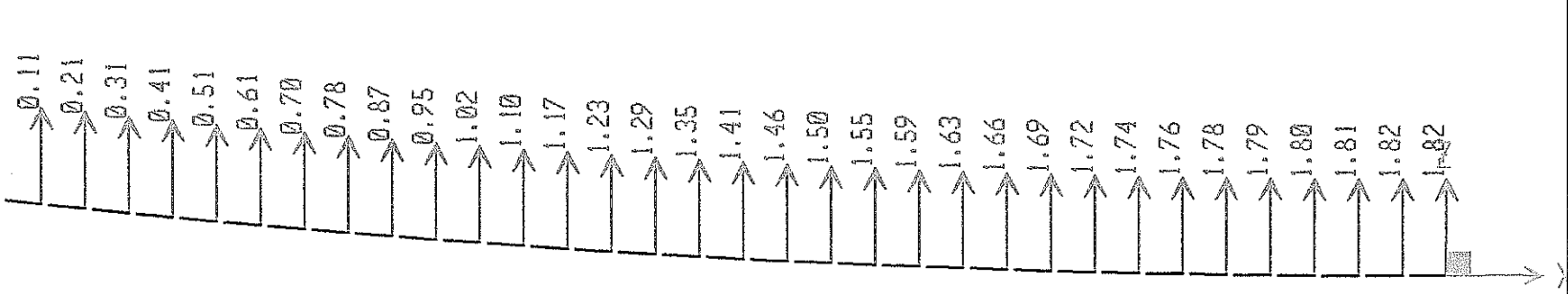
(19)

Reacciones contra el terreno debidas a la acción de las cargas permanentes.



(20)

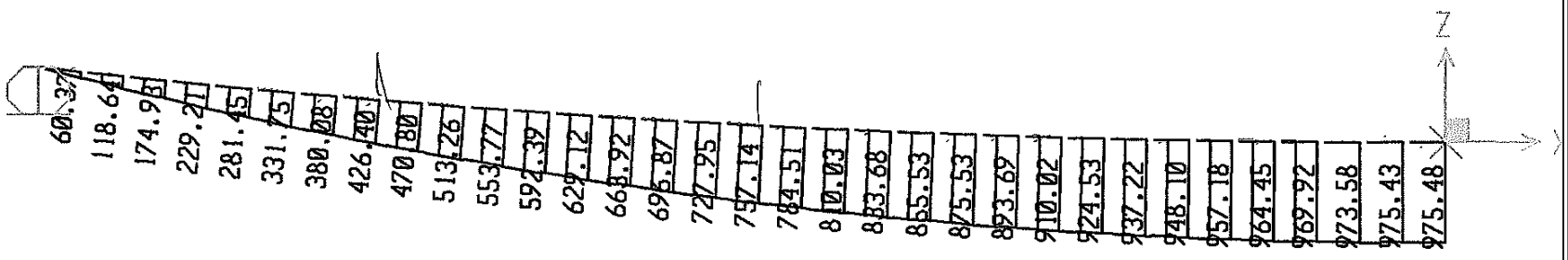
Reacciones contra el terreno debidas al apoyo de las pantallas en la contrabóveda



(21)

SAP2000 7/7/05 16:06:58

Momentos debidos al peso propio

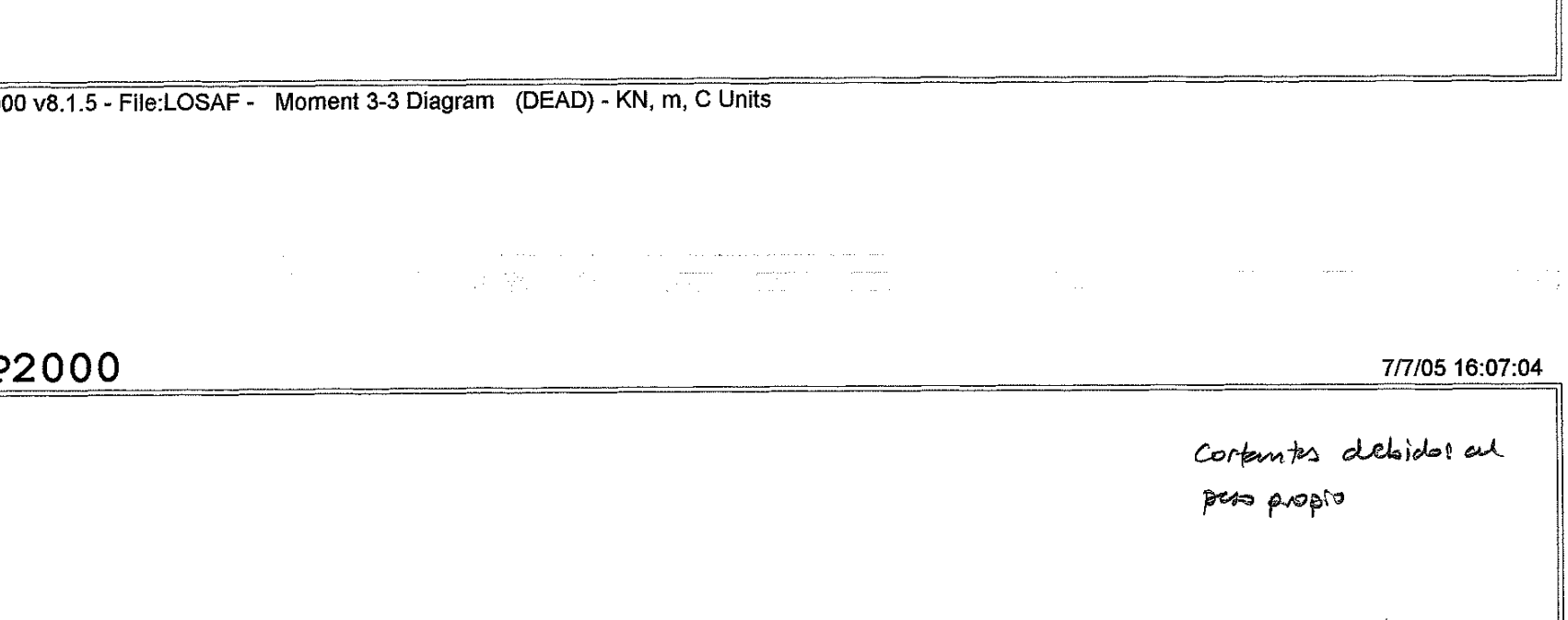


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Moment 3-3 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

(22)

SAP2000 7/7/05 16:07:04

Cortantes debidos al peso propio

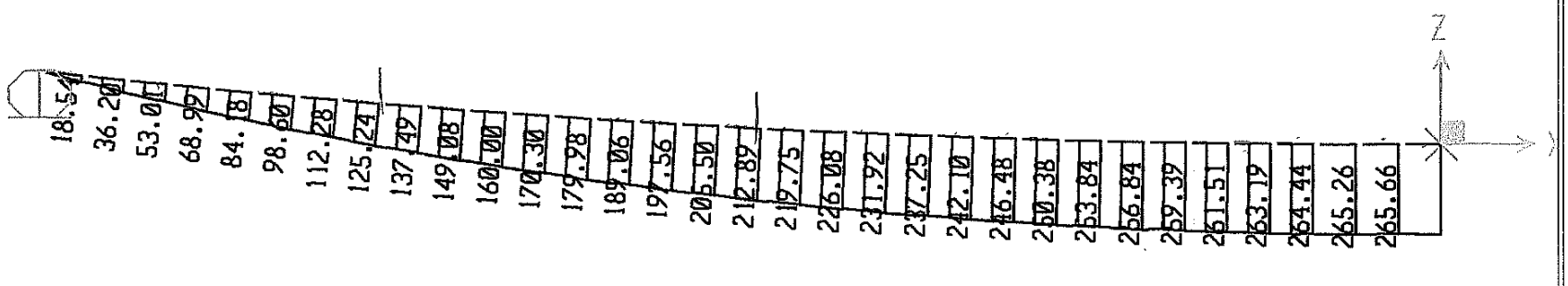


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

(23)

SAP2000 7/7/05 16:07:19

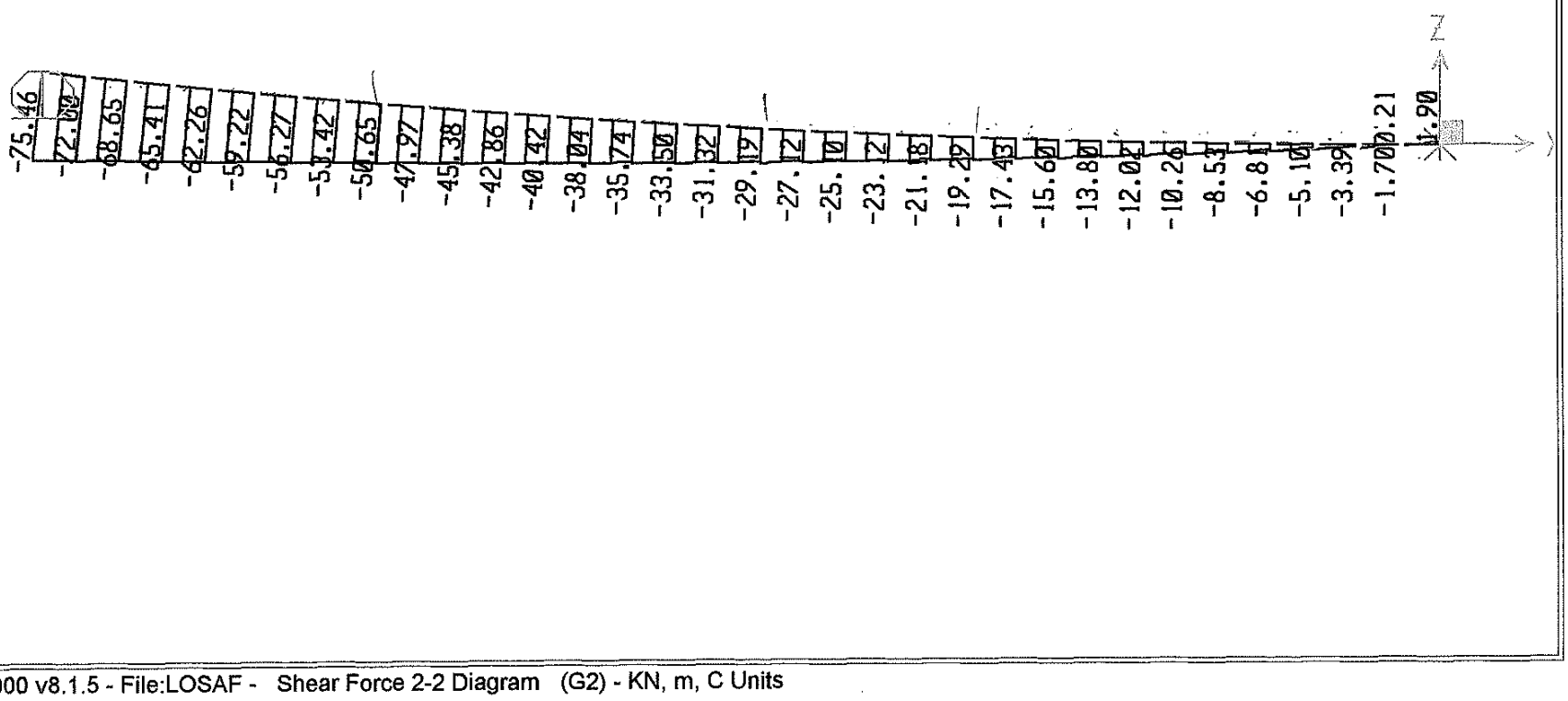
Momentos debidos a las cargas permanentes



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Moment 3-3 Diagram (G2) - KN, m, C Units

SAP2000 7/7/05 16:07:28

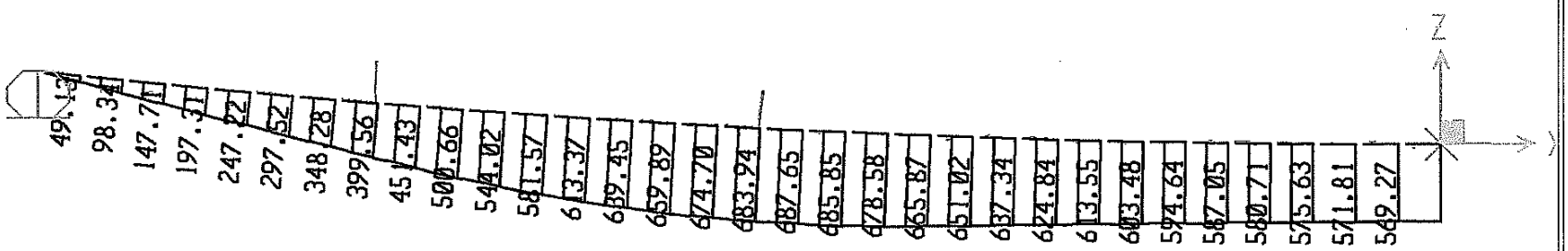
Cortantes debidos a las cargas permanentes



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Shear Force 2-2 Diagram (G2) - KN, m, C Units

SAP2000 7/7/05 16:07:48

Momentos debidos al tráfico (Hipótesis #2)

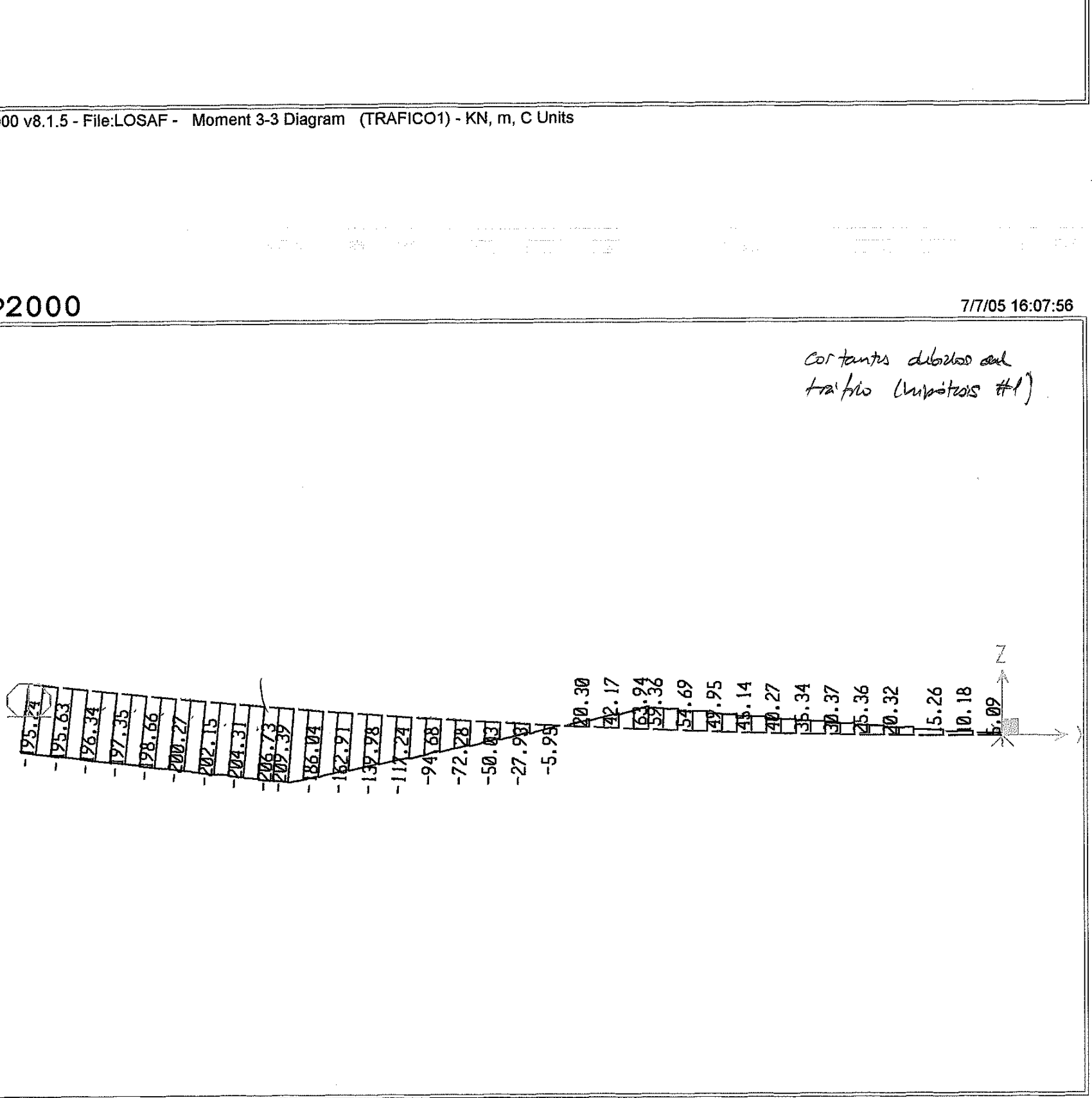


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO1) - KN, m, C Units

(26)

SAP2000 7/7/05 16:07:56

Cortantes debidos al tráfico (Hipótesis #1)

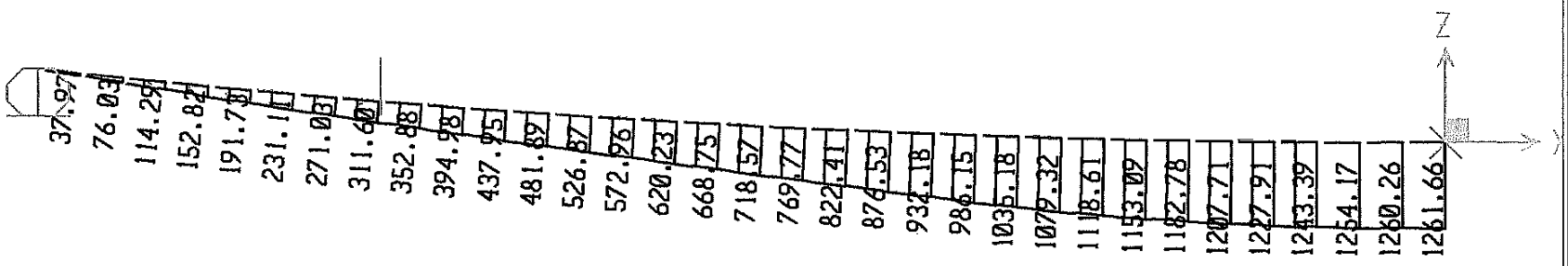


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO1) - KN, m, C Units

(27)

SAP2000 7/7/05 16:08:11

Momentos debidos al tráfico (Hipótesis #2)

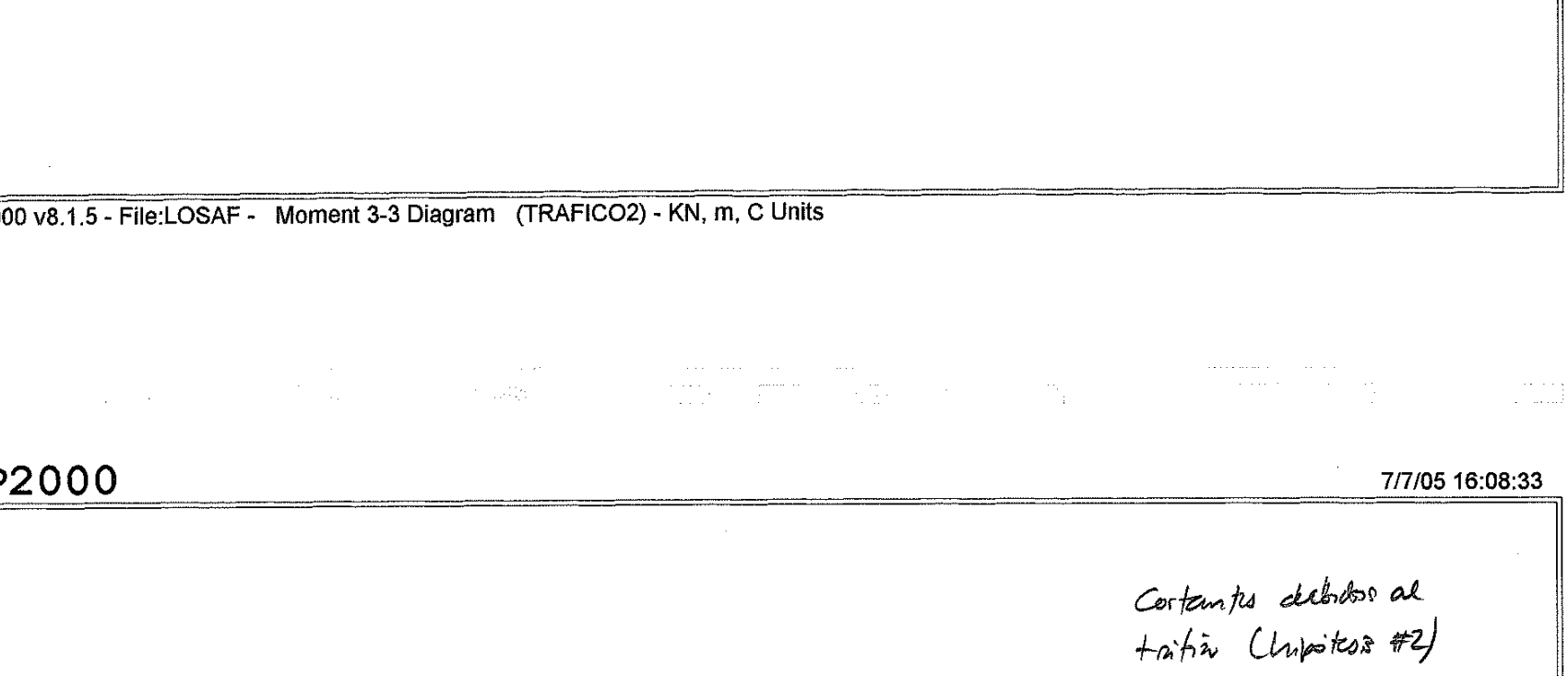


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO2) - KN, m, C Units

(82)

SAP2000 7/7/05 16:08:33

Cortantes debidos al tráfico (Hipótesis #2)

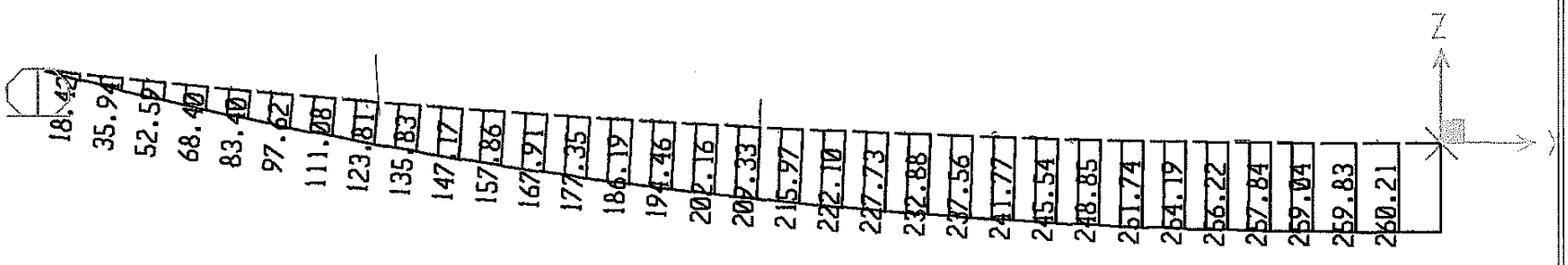


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO2) - KN, m, C Units

(83)

SAP2000 7/7/05 16:21:17

Momentos debidos a la reacción de las puntales sobre la losa

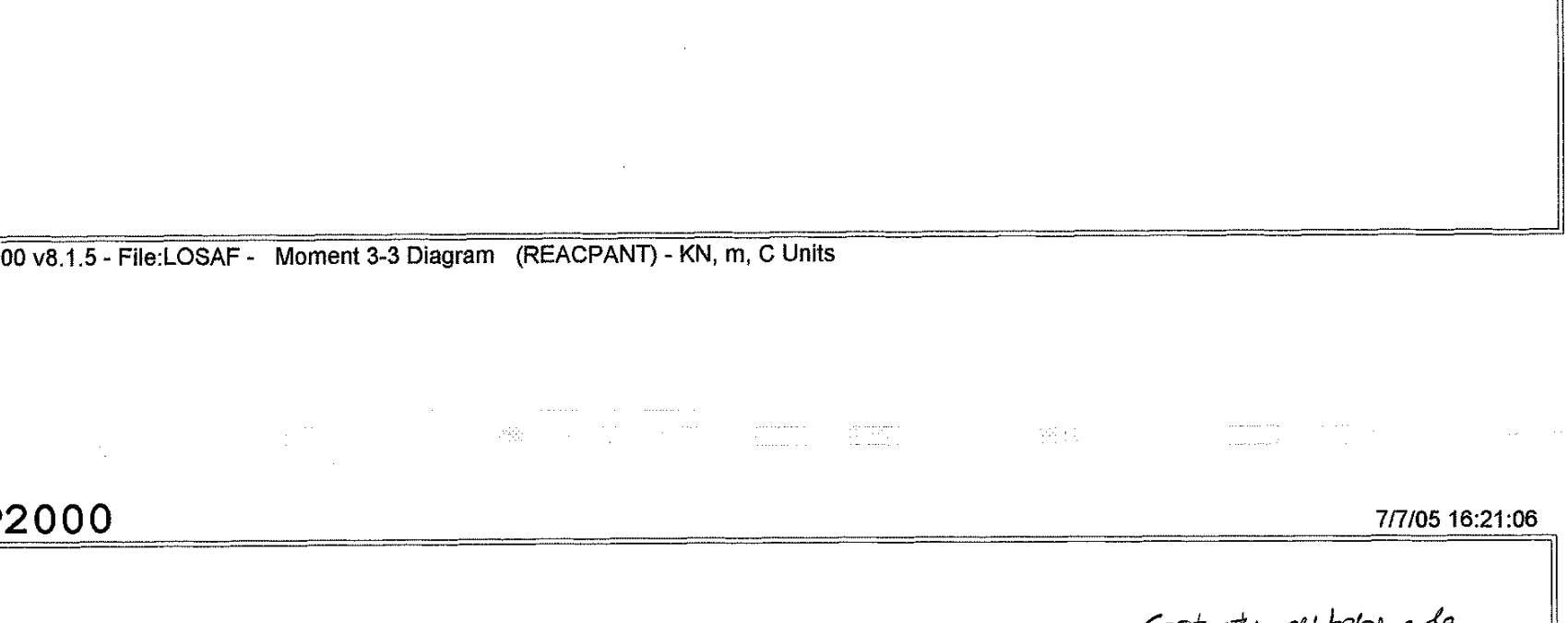


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Moment 3-3 Diagram (REACPANT) - KN, m, C Units

(29)

SAP2000 7/7/05 16:21:06

Cortantes debidos a la reacción de las puntales sobre la losa



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

(31)

FLEXIÓN

- ℄ $M_d = 1,35(975,5) + 1,35(285,7) + 1,50(1261,7 + 260,2)$ ← retiro #2

  $M_d = 2958,5$ KN.m/m

  $M_d = 1000$ KN/m (← concomitante)

  $A_s \geq 34,26$ cm²/m ← (≥ $A_{s,min}$ OK!)

Obs: Tomando reacción media de las pantallas sobre la contrabóveda

$N_d = 0$

$M_d = 2568,17$ KN.m/m

$A_s \geq 29,95$ cm²/m

- 4/4 $M_d = 1,35(794,5 + 720) + 1,50(687,7 + 216) = 2711,65$ KN.m/m

  $M_d = 2715$ KN.m/m $h = 2,00$m

  $N_d = 1000$ KN/m

  $A_s \geq 23,9$ cm²/m

Obs: Tomando reacción media del apoyo de pantallas en contrabóveda

$N_d = 0$

$M_d = 2387,7$ KN.m/m

$A_s \geq 30,21$ cm²/m.

NOTE BOOK

- 4/8 $M_d = 1,35(470,80 + 137,50) + 1,50(451,40 + 135,83) =$

  $M_d = 1989,5$ KN.m/m $h = 1,70$m

  $N_d = 1000$ KN/m

  $A_s \geq 19,08$ cm²/m

Obs: Sin contar con el axil de apoyo delas pantallas en la contrabóveda.

$M_d = 1498,5$ KN.m/m

$N_d = 0$

$A_s \geq 22,32$ cm²/m

Obs: Considerando del lado seguro, una subpresión del 50% de la máxima prevista → El tirante sigue estando totalmente comprimido.

→ En ℄ $M_{d,subpresión} = 0,50 \times 1660,5 = 830,25$ KN.m/m

con lo cual $M_d = 3568,2 - 830,25 = 2738$ KN.m/m

$M_d = 2738$ KN.m/m

$A_s \geq 30,5$ cm²/m ← Se dispone este armado!

NOTE BOOK

CORTANTES

- Apoyo: $V_d = 1{,}35(-244{,}23 - 75{,}5) + 1{,}50(-195{,}25 - 73{,}2)$

$V_d = -934{,}31$ kN/m ; $n_d = 1000$ kN/m

$A_s = 15{,}71$ cm²/m (cierre mínimo) $h = 1{,}30$m, $r = 0{,}10$m

$A_d \geq 9{,}19$ cm²/m/m ← Se cubre con 3 ramas φ12 pasad

Obs: Sin considerar el apoyo en las pantallas sobre la losa

$V_d = 734{,}5$ kN/m $h \geq 1{,}30$m; $r = 0{,}10$m

$n_d = 0$

$A_d \geq 11{,}12$ cm²/m/m

- 4/8 $V_d = 1{,}35(-182{,}25 - 50{,}65) + 1{,}50(-206{,}25 - 40) = -696{,}50$ kN/m

$V_d = 696{,}50$ kN/m

$n_d = 0$ ← No se considera del lado seguro

$A_s = 31{,}42$ cm²/m $h = 1{,}70$m

$A_d \geq 5{,}9$ cm²/m/m

- 4/4 $V_d = 1{,}35(-115{,}6 - 29{,}2) + 1{,}50(-204{,}5 - 26{,}5) = -541{,}98$ kN/m

$V_d = 542$ kN/m

$n_d = 0{,}0$ ← No se considera del lado seguro

$A_s = 31{,}42$ cm²/m $h = 2{,}00$m

$A_d = 2{,}16$ cm²/m/m

Obs. $V_d = 502{,}23$ kN/m ← Sin contar con el axil de apoyo de las pantallas en la losa

$A_d \geq 2{,}50$ cm²/m/m ← Sigue haciendo falta armadura de cortante

(34)

NOTE BOOK

PANDEO EJE:

- $I = \frac{1}{12} 1{,}0 \cdot 1{,}30^3 = 0{,}183$m⁴/m
  $A = 1{,}30$m²/m
  $i = \sqrt{I/A} = 0{,}375$m

$L = 16{,}50$m

$L_o = \beta \cdot L = 16{,}50$m

Esbeltez mecánica: $\lambda = \frac{L_o}{i} = \frac{16{,}50\text{m}}{0{,}375\text{m}} = 44{,}0$

- Cuartos en losa $h = 2{,}00$m
  $I = \frac{1}{12} 1{,}0 \cdot 2{,}0^3 = 0{,}6667$m⁴/m
  $A = 2{,}00$m²/m
  $i = \sqrt{I/A} = 0{,}5774$m

$L = 16{,}50$m

$L_o = 16{,}50$m

Esbeltez mecánica: $\lambda = \frac{L_o}{i} = \frac{16{,}50\text{m}}{0{,}5774\text{m}} = 28{,}6$

- ¢ $h = 2{,}25$m
  $I = \frac{1}{12} 1{,}00 \cdot 2{,}25^3 = 0{,}9492$m⁴/m
  $A = 2{,}25$ m²/m
  $i = \sqrt{I/A} = 0{,}6495$m

$L_o = 16{,}50$m

Esbeltez mecánica: $\lambda = \frac{L_o}{i} = \frac{16{,}50\text{m}}{0{,}6495\text{m}} = 25{,}40$

→ Como $\lambda \leq 35$ → Pueden dispreciarse los efectos de 2º orden.

(35)

NOTE BOOK

$I_{max} = 0.9492\ m^4/m$

$I_{min} = 0.1781\ m^4/m$

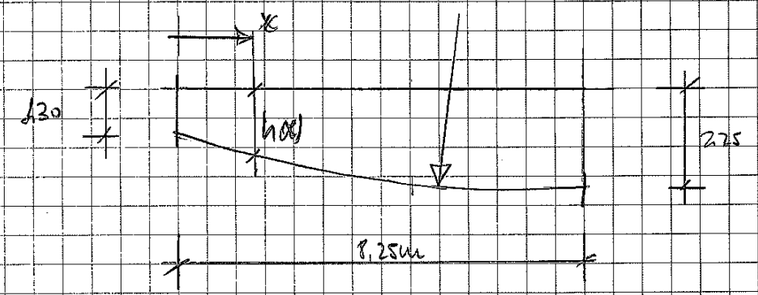
$r = \sqrt{I_{min}/I_{max}} = 0439 \approx 045$

↕ (≤1 EA-95)

Variación parabólica del canto (es lo más similar)

$C = 0.81$ (Interpolando linealmente)

A_m = Valor medio del área a lo largo de la pieza.



$$A_m = \int_0^L A(x)\cdot dx \cdot \frac{1}{L} = \int_0^L h(x)\,dx \frac{1}{L} = V/L$$

$V = 15.96 m^3/m$; $L = 8.25m$

$$A_m = V/L = \frac{15.96\ m^3/m}{8.25m} = 1.935 m^2/m \qquad \underline{h_m = 1.935m}$$

con lo cual $i = \dfrac{\sqrt{C\cdot I_{max}}}{A_m} = \dfrac{\sqrt{0.81\cdot 0.9492}}{1.935} = 0.458m$

Esbeltez mecánica de la pieza

$L_0 = 16.5m$

$\lambda = \dfrac{L_0}{r} = \dfrac{16.50m}{0.458m} = 36.4$ (≤ 35) ⇒ Si despreciamos los efectos de 2º orden

NOTE BOOK

DESVIACIÓN DE LA ÚLTIMA BIELA DE CORTANTE

a) Hipótesis de máximo flector negativo.

$v_d = 7.15\ kN/m$

$$A_s \geq \frac{v_d}{f_{yd}} = \frac{0.715\ MN/m}{434.8\ MPa} = 16.44\ cm^2/m$$

↑ A cubrir con Ø20 pmk.

b) Hipótesis de máximo flector positivo.

$v_d = 835\ kN/m$

$$A_s \geq \frac{v_d}{f_{yd}} = \frac{0.835\ MN/m}{434.8\ MPa} = 19.20\ cm^2/m$$

Si llevo toda la armadura hasta los extremos

NOTE BOOK

Cortante de la reacción:

$V_d = 835\ KN/m$

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0.835\ MN/m}{400\ MPa} = 20,875\ cm^2/m$

$A_x = \frac{2 \cdot 3,14}{0,60} \cdot 2 = 20,95\ cm^2/m$

Con cercos $\phi 20$ /

Si se disponen 2 planos con cercos a 0,60 → cercos $\phi 20$

- Comprobamos en el alma

$V_{dmáx} = 935\ KN/m$

$b = 1,00m$

$f_{cd} = 0,60 \cdot f_{cd} = 0,60 \cdot \frac{25}{1,50} = 10.000 kPa$ en cm

canto útil de la losa: $e \geq \frac{0,835\ KN/m}{40\ MPa} = 0,0235m$

$\simeq 10cm$

Cortante de la reacción en el tramo del tubo:

(a 5,50m del apoyo)

- a) Traccionando fibras superiores:

$V_d = 1,00 \cdot 152,2 + 1,50 (-247,40) = -218,9\ KN/m$

- b) Traccionando fibras inferiores:

$V_d = 1,35 (79,32 + 19,80) + 1,50 (209,12 + 16,84)$

$V_d = 472,1\ KN/m.$

Cortante en la reacción: $V_d = 475\ KN/m$

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0,475\ MN/m}{400\ MPa} = 11,875\ cm^2/m$

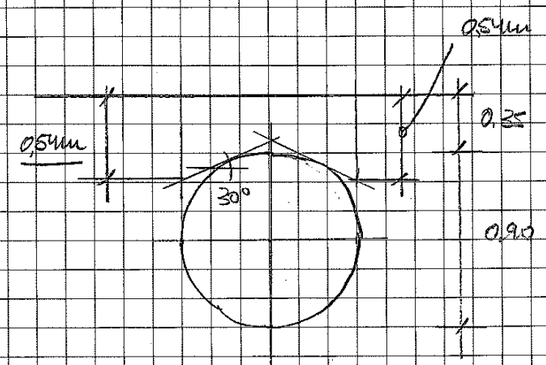
NOTE BOOK

Armadura a disponer: 2c $\phi 16$ a 0,60

4 barras $\phi 16$ cada 0,60 — $A_s = \frac{13,41\ cm^2/m}{0,60}$

NOTE BOOK

Flexión local sobre el dren:



Relación luz/canto ≃ 2,00 → comportamiento a flexión similar al de una viga.

$q_d = 1{,}35\, g_1 + 1{,}35\, g_2 + 1{,}50\, q = 1{,}35(11{,}25 + 14{,}4) + 1{,}50(10{,}5)$

$q_d = 19{,}13$ kN/m

Momento máximo $M_{nd} = \frac{q_d \cdot l^2}{12} = \frac{19{,}13\ \text{kN/m} \cdot 0{,}90^2}{12}$

$M_{nd} = 12{,}92$ kN·m/m → Muy bajo.

$h = 0{,}54$m ; $r = 0{,}10$m; $b = 1{,}00$m

$A_s \geq 0{,}68$ cm²/m → Ø12 (muy bajo.)

Sin tener en cuenta el axil del lado seguro

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras fisuración

$A_s \geq 0{,}04 \cdot A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 0{,}35 \cdot \frac{25/1{,}50}{434/1{,}15} = 5{,}4$ cm²/m

→ Se cubre con Ø16 a 0,30

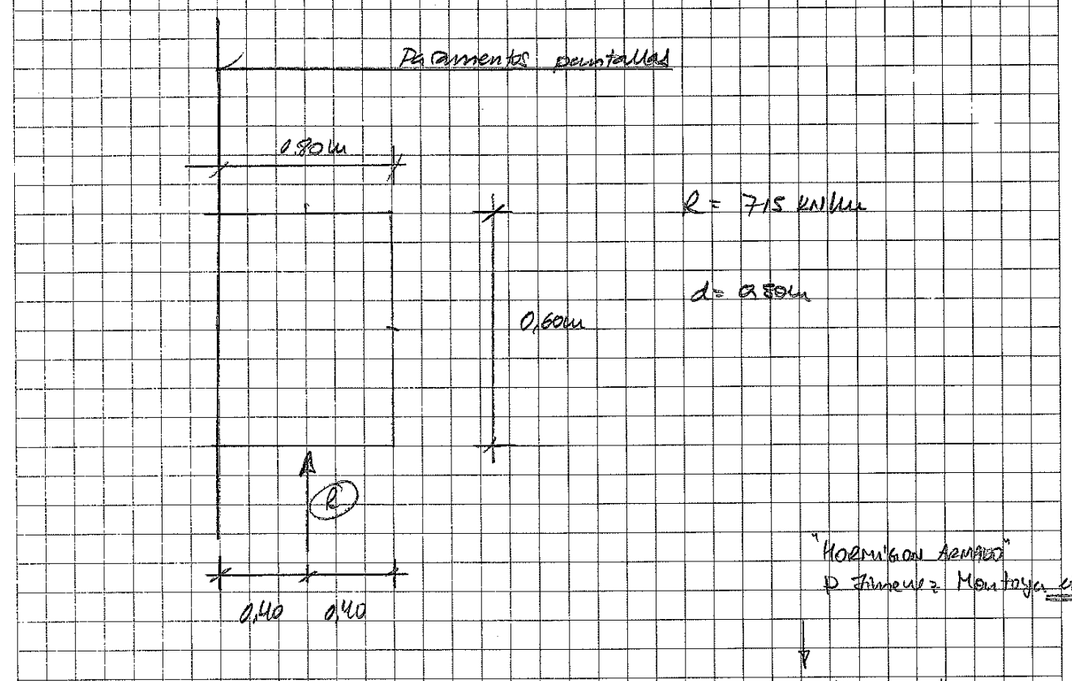
Cortante:

En principio no debería ser un problema de cortante, las losas pueden pasar directamente a los apoyos → se dispone la armadura que en el resto de la viga.

(40)

NOTE BOOK

APOYO EN MÉNSULAS CORTAS:



"HORMIGÓN ARMADO" D. Jiménez Montoya et al.

Dimensionamiento como ménsula corta. (Método 1(2))

1) Armadura de flexión:

$R_d = 715$ kN/m
$e = 0{,}40$m
} $M_d = 334$ kN·m/m;

dimensionamiento con $0{,}80 d = 0{,}80 \times 0{,}50\text{m} = 0{,}40\text{m} = z$

→ $U = C = \frac{M_d}{z} = \frac{0{,}334\ \text{MN·m/m}}{0{,}40\text{m}} = 0{,}835$ MN/m

$A_s \geq \frac{U}{f_{yd}} = \frac{0{,}835\ \text{MN/m}}{400\ \text{MPa}} = 20{,}875$ cm²/m

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq \frac{0{,}04 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}04 \cdot 1{,}00 \cdot 0{,}50\text{m} \cdot 25\text{MPa}/1{,}50}{400\ \text{MPa}} = 8{,}333$ cm²

Se cubre sobradamente.

(41)

NOTE BOOK

i) Armadura necessària per cortante

$$A_o = \frac{F_{rd}}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{0{,}835\ MN/m}{1{,}00 \cdot 400\ MPa} = 20{,}875\ cm^2/m$$

$$\boxed{A_o = 20{,}875\ cm^2/m}$$

ii) Limitació de tensió rasant màxima

$$\tau_d = \frac{F_{rd}}{b \cdot d} \leq 0{,}25 f_{cd}$$

$$\frac{0{,}835\ MN/m}{1{,}00\ m \cdot 0{,}50\ m} = 1{,}67\ MN/m^2 = 1{,}67\ MPa \leq 0{,}25 f_{cd} = 4{,}17\ MPa\ (< 5\ MPa)$$

iii) Armadura necessària per esforços horitzontals.

$A_h = 0{,}00\ cm^2/m$

$A_a = A_o + A_h = 20{,}875\ cm^2/m$

$A_b = 1{,}50\ A_1 + A_h = 1{,}50 \cdot 20{,}875\ cm^2/m = 31{,}3125\ cm^2/m$

$A_b > A_a \Rightarrow$

armadura principal: $A_1 = A_1 + A_h = 20{,}875\ cm^2/m \rightarrow 5\phi 25$ pam.

armadura secundària: $A_2 = \frac{1}{2} A_1 = 10{,}44\ cm^2/m \rightarrow$

En total: $A_1 + A_2 = 31{,}315\ cm^2/m$

Si cobrim amb $\phi 25$ a 0,15 ($32{,}73\ cm^2/m$).

[Obs: $\phi 25$ a 0,20 = $24{,}545\ cm^2/m$ quedem-nos sin cobrir $6{,}77\ cm^2/m$.]

NOTE BOOK

Quelcom de la reacció:

$r_d = 0{,}835\ MN/m$

$$A_s \geq \frac{r_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}835\ MN/m}{400\ MPa} = 20{,}875\ cm^2/m$$

↑ 7ø20 pam.

10 ø16 pam.

10 rams ø16 en 1,0m

7 rams ø16 a 0,20m

Si disposem 2 rams ø20 a 0,20

$\Sigma A_{disp} = 20{,}95\ cm^2/m$

NOTE BOOK

Momentos flectores transversales.

Se tienen unos momentos flectores transversales del 20,0% de los momentos principales, por efecto Poisson.

a) ℓ: $M_{xd} = 39,59$ KN.m/m → $M_{yd,t} = 791,8$ KN.m/m (h=2,25m)

$M_{yd} = -7,820$ KN.m/m → $M_{yd,t} = 56,4$ KN.m/m

1) Cara superior $M_{yd,t} = 792$ KN.m/m (es una biempotrada)

Dimensionamiento con programa BASIC $A_s \geq 8,56$ cm²/m

Se cubre con la armadura dispuesta 2Φ20 a 0,30

(20,95 cm²/m)

b) 4/4: $M_{xd} = 27,12$ KN.m/m → $M_{yd,t} = 542,4$ KN.m/m (h=2,00m)

$M_{yd} = -2,180$ KN.m/m → $M_{yd,t} = 436$ KN.m/m

1) Cara superior $M_{yd,t} = 542,4$ KN.m/m (es el más limitante)

Dimensionamiento con programa BASIC $A_s \geq 6,62$ cm²/m

Se cubre en obra con la armadura dispuesta 2Φ20 a 0,30

(20,95 cm²/m)

c) 4/3 $M_{xd} = 19,90$ KN.m/m → $M_{yd,t} = 398$ KN.m/m

h = 1,70m.

$M_{yd} = -12,34$ KN.m/m → $M_{yd,t} = 246,8$ KN.m/m

1) Cara Superior $M_{yd,t} = 398$ KN.m/m → Es el más limitante

Dimensionamiento con programa BASIC. $A_s \geq 5,72$ cm²/m

Se cubre en obra con la armadura dispuesta

(4/4)

LONGITUD SOLAPO

1) Φ20 $l_{b\,20,I} = 5 \cdot 2,0^2 = 60$cm

$l_s = 120$cm = 1,20m

1') Φ20 $l_{b\,\Phi20,II} = 1,4 \cdot 1,5 \cdot 2,0^2 = 84$cm

$l_s = 2 \cdot l_{b\,\Phi20,II} = 168$cm → 170cm

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

TRAMO DE TRANSICIÓN Y FASE 1 DEL CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO -B-17-.

PK: 706+300.00 a 706+437.20

LOSA DE FONDO.

ADENDA 1.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2428
Fecha 04/08/05
CAN TUNIS - D - CT - C - 0100 10

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 2 de agosto de 2005

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

TRAMOS:

- TRANSICIÓN.
- FASE 1 DEL CRUCE CON LA CARRETERA DE BARCELONA AL ENLACE CON EL AEROPUERTO.

LOSA DE FONDO.
706+300 a 706+437.20

ADENDA 1

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+304.50 y 706+440 de la traza, correspondiente al tramo final de la Transición y a la Fase 1 del cruce con la carretera B-17 de Barcelona al enlace con el Aeropuerto.

La losa de fondo entre hastiales es de anchura variable, desde los 11.0m de la sección tipo, hasta un máximo de 16.5m.

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

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

Se utiliza el espacio entre el carril y la cota de máxima excavación para dar canto a la contrabóveda (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.

En la primera entrega de la losa de fondo de este tramo se planteó una única sección tipo para toda la longitud, cuyo diseño venía limitado por la sección de máxima luz. Para no penalizar tanto el diseño se realiza una zonificación en tres tramos:

- Losa tipo 1: (706+304.5 a 706+350) Luz máxima entre pantallas 12.75m. Se resuelve con una losa plana de canto constante de 1.5m.
- Losa tipo 2: (706+350 a 706+400) Luz máxima entre pantallas 14.68m. Se resuelve con una losa de canto variable.
- Losa tipo 3: (706+400 a 706+440) Luz máxima entre pantallas 16.21m. Se resuelve con una losa de canto variable.

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 y que obligarán a intensificar el curado) . 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 (Ver aparatado PLANOS adjunto a esta memoria).

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.

La acción más restrictiva sobre la losa de fondo es la subpresión de agua, que en este tramo alcanza un valor equivalente a una columna de agua de 9.0m de altura.

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

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

3. CRITERIOS DE CÁLCULO.

3.1 NORMATIVA CONSIDERADA

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

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

3.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

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

Niveles de control:

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

4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

El procedimiento constructivo de la losa de fondo es el habitual: Tras la excavación hasta C.M.E. con ayuda de puntales provisionales se ejecuta la losa de fondo y, una vez esta 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 conexión losa-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 2 de agosto de 2005

NOTA DE CÁLCULO

REACCIONES PANTALLAS SOBRE LOSA de FONDO.

A) TRAMO TRANSICIÓN:

en Tn/m

10-julio-05 Tramo Transición

S. INICIAL

Relleno tras ejecución cubierta	$r_{mín}$ = 31,55	$r_{máx}$ = 54,10
Relleno tras excavación completa	$r_{mín}$ = 44,26	$r_{máx}$ = 45,62

S. INTERMEDIA:

Relleno tras ejecución cubierta	$r_{mín}$ = 46,93	$r_{máx}$ = 67,29
Relleno tras excavación completa	$r_{mín}$ = 55,97	$r_{máx}$ = 60,65
Relleno tras ejecución cubierta	$r_{mín}$ = 56,06	$r_{máx}$ = 61,75
Relleno tras excavación completa	$r_{mín}$ = 56,70	$r_{máx}$ = 62,78

S. FINAL

Relleno tras ejecución cubierta	$r_{mín}$ = 71,20	$r_{máx}$ = 76,08
Relleno tras excavación completa	$r_{mín}$ = 71,98	$r_{máx}$ = 77,88

15-Abril-05 Avenida 2

Cambio en las presiones de agua

S. INICIAL

Relleno tras ejecución cubierta	$r_{mín}$ = 30,44	$r_{máx}$ = 54,29

S. INTERMEDIA

Relleno tras ejecución cubierta	$r_{mín}$ = 52,56	$r_{máx}$ = 53,69

25-MARZO-04

B) FASE 1 CRUCE B-17

σ_{min} = 90.87 σ_{max} = 99,56 N/mm

Si ha tomado $\sigma_{máx}$ = 1000 KN/m
σ_{min} = 300 KN/m (OK).

OK. Tomando l = 16,50m y N_K = 1000KN/m

i) Máximo momento flector negativo (traccionando fibras superiores)

M_{sd} = -2920 KN·m/m

N_d = 1000 KN/m

h = 2,25m
b = 1,00m
r = 0,10m

$A_s \geq$ 20,53 cm²/m ← Si cubre con 7Ø20 p.m.l
5Ø25 p.m.l

NOTE BOOK

LOSA DE FONDO del Tramo de Transición y Fase 1 del cruce B-17

706+300 a 706+440 (aprox).

Tramos:

706+300	a	706+350
706+350	a	706+400
706+400	a	706+440

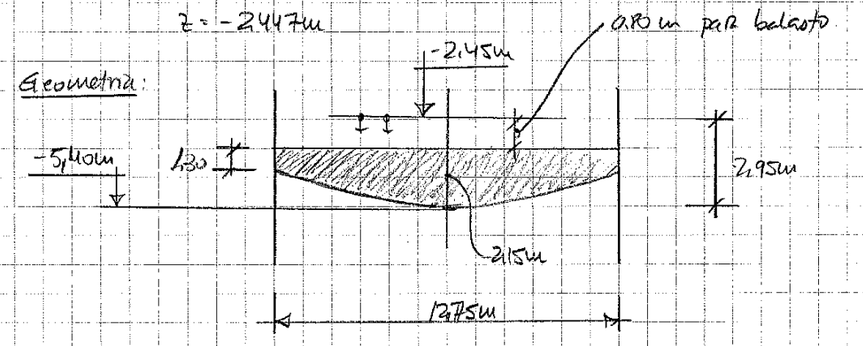
I) Tramo 706+300 a 706+350

- $l_{máx}$ = 12,75m
- Profundidad

Cota carril: en 706+350

z = -24,47m

Geometría:



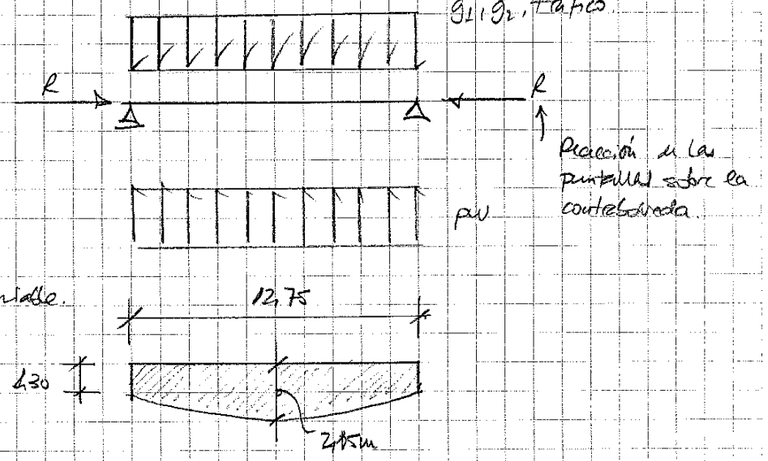
ACCIONES:

- g_1: Peso propio — NT próximo a la cota +2,00m
- Subpresión para h = 2+5,40 = 7,40m ≅ 7,50m/ca
- Reacción de apoyo en las pantallas sobre la contrabóveda
- Cargas permanentes
- Tráfico

NOTE BOOK

Can Tunis 27-julio-05

Esquema estático:



Obs: El efecto del axil de apoyo de las pantallas en la losa de fondo sobre una viga de canto variable se tendrá en cuenta sólo cuando sea desfavorable.

MODELO SAP: archivo **LOSAF2.SDB** (En CONTRABÓVEDA III)

Simulación del contacto losa-terreno

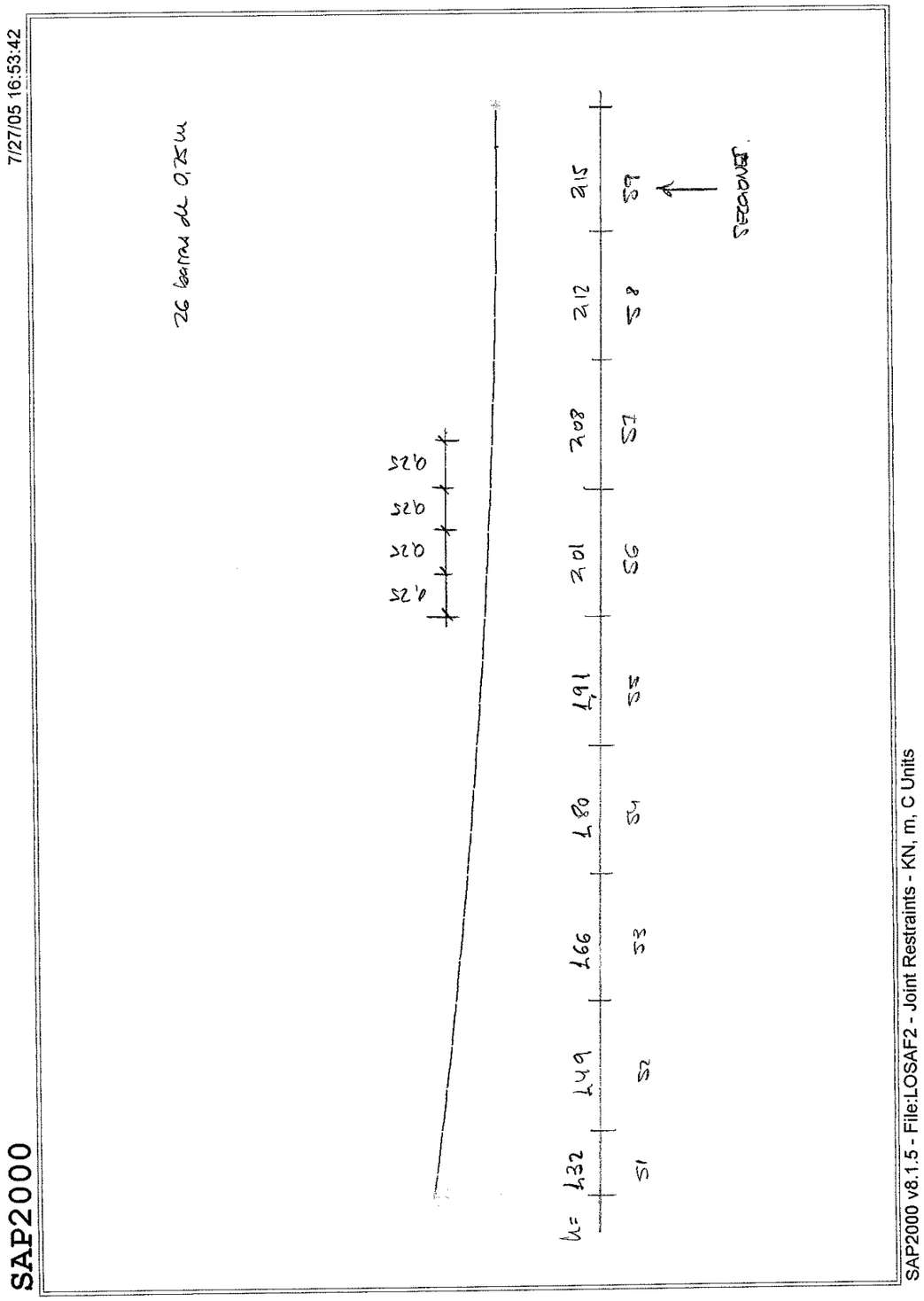
Coeficiente de Balasto: $K_B = 2000\ Tn/m^3 = 20000\ KN/m^3$

$K_H = K_B \cdot A = 20000\ KN/m^3 \cdot 0{,}25m^2 = 5000\ KN/m/m$

$A = 1{,}00m * 0{,}25m = 0{,}25\ m^2$

$K_H = 5000\ KN/m/m$

NOTE BOOK



ACCIONES Y CONTROL DE REACCIONES

- **PESO PROPIO** Generado automáticamente.

$V = 11,91\ m^3/m$

$g_1 = V \cdot \gamma = 11,91\ m^3/m \cdot 25\ kN/m^3 = 297,75\ kN/m$

$R_{SAP} = 281,37\ kN/m$ ($\varepsilon = 5,82\%$ ← Aceptable)

- **CARGAS PERMANENTES**

$e = 0,80m$ de balasto $\quad \gamma_{balasto} = 18\ kN/m^3$

$g_2 = 14,4\ kN/m^2$

$R_{g_2} = 14,40\ kN/m^2 \cdot \frac{12,75m}{2} = 91,8\ kN/m$

$R_{SAP} = 91,80\ kN/m$ (OK!)

- **SUBPRESIÓN**

$h = 7,50\ mca$

$p_w = 75\ kN/m^2$

$R = p_w \cdot \ell = 75\ kN/m \cdot \frac{12,75m}{2} = 478,125\ kN/m$

$R_{SAP} = 478,125\ kN/m$ (OK!)

- **REACCIÓN DE LAS PANTALLAS SOBRE CONTRABÓVEDA**

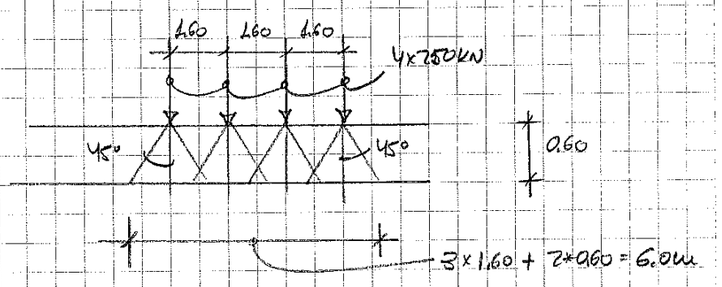
$r_{máx} = 780\ kN/m$

$r_{mín} = 300\ kN/m$

↕ Tramo transición 706+240 a 706+400

TRÁFICO:

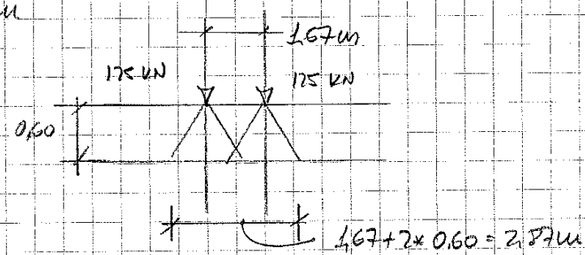
- En longitudinal:



* Eje de 250 kN

* sc uniforme de 80 kN/m

- En transversal:



Reparto en $6 \times 2,87 = 17,22\ m^2$

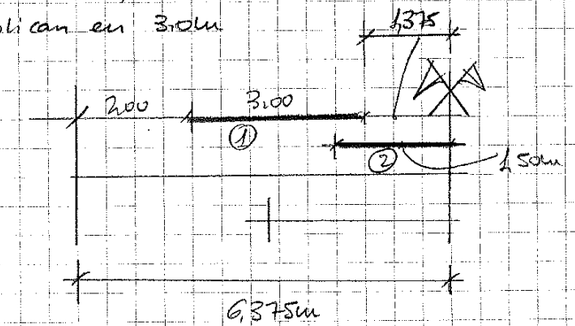
$q_{eq} = \frac{4 \times 250\ kN}{17,22\ m^2} = 58,07\ kN/m^2$ ← Todo el cálculo de la acción del tráfico es muy conservador, no es limitante

Coeficiente de clasificación $\alpha = 1,21$

Coeficiente de amplificación dinámica $\phi = 1,50$ (en lado seguro)

$q = 58,07 \times 1,21 \times 1,50 = 105\ kN/m^2$ → **$q = 105\ kN/m^2$**

Se aplican en 3,00m

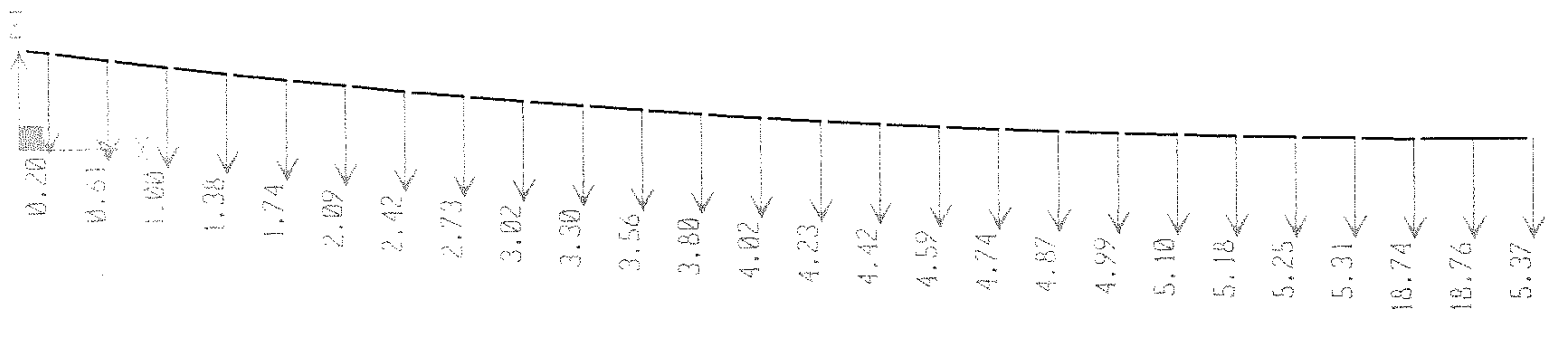


CONTROL DE REACCIONES: $R = 105 \times 3,25 = 341,25\ kN/m$

$R_{SAP} = 341,25\ kN/m$ (OK!)

SAP2000 7/27/05 18:00:57

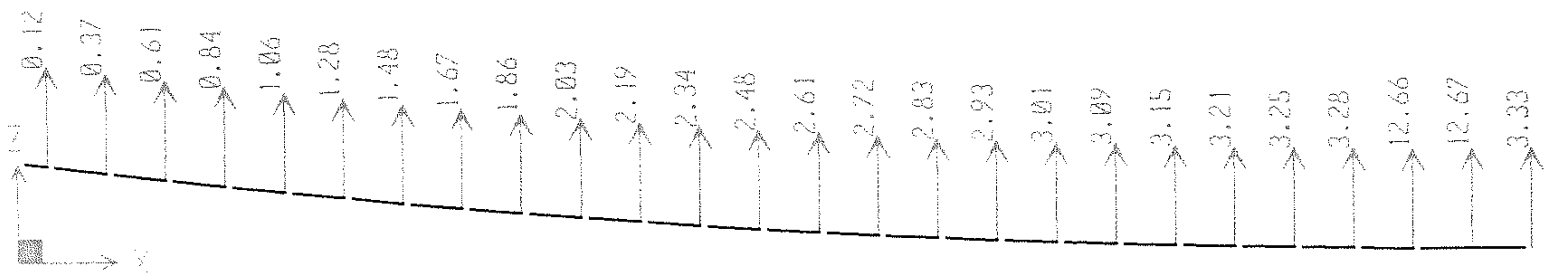
REACCIONES CONTRA EL TERRENO DEBIDAS A LA ACCIÓN DE LA SUBPRESIÓN.



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF2 - Spring Reactions (SUBPRES) - KN, m, C Units

SAP2000 7/27/05 18:00:47

REACCIONES CONTRA EL TERRENO DEBIDAS A LA ACCIÓN DEL PESO PROPIO.



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF2 - Spring Reactions (DEAD) - KN, m, C Units

Can Tunis 27-julio-05

DIMENSIONAMIENTO

Hipótesis a) Máximo momento flector negativo

b) Máximo momento flector positivo

a) Máximo momento flector negativo

Acciones + Peso propio

+ Sobrecarga

DETERMINACIÓN DEL ESQUEMA ESTÁTICO

Sumando las reacciones sobre el terreno en las hipótesis anteriores resulta que el terreno está totalmente trabajando

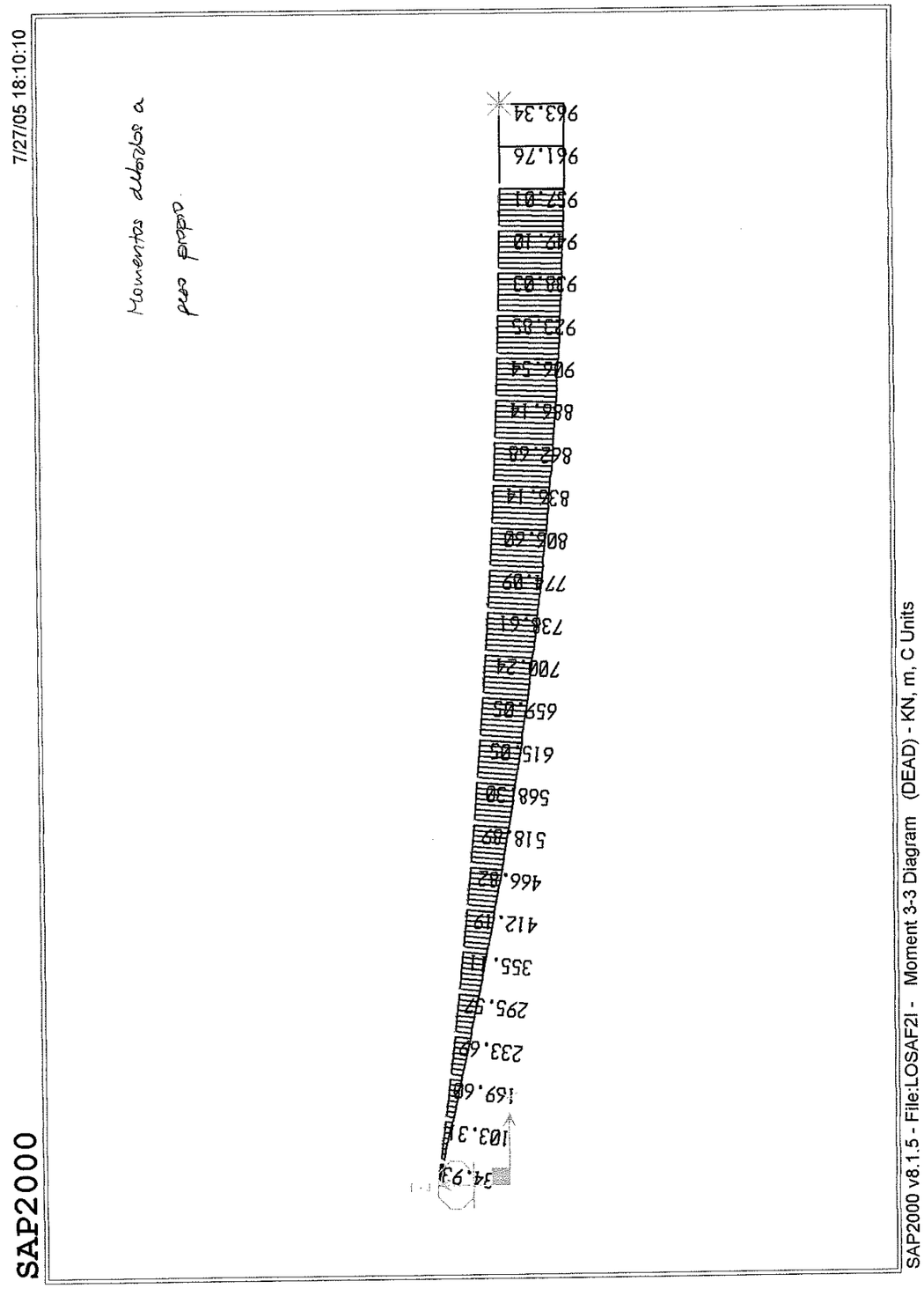
Archivo SAP: LOSAF2J.SDB

En esta hipótesis, el efecto combinado del cambio de posición de la directriz de la pieza con el eje de apoyo de las pantallas sobre la losa provoca momentos flectores que traccionan las fibras inferiores → Momentos en cuenta.

Leyes de esfuerzos (Ver páginas posteriores)

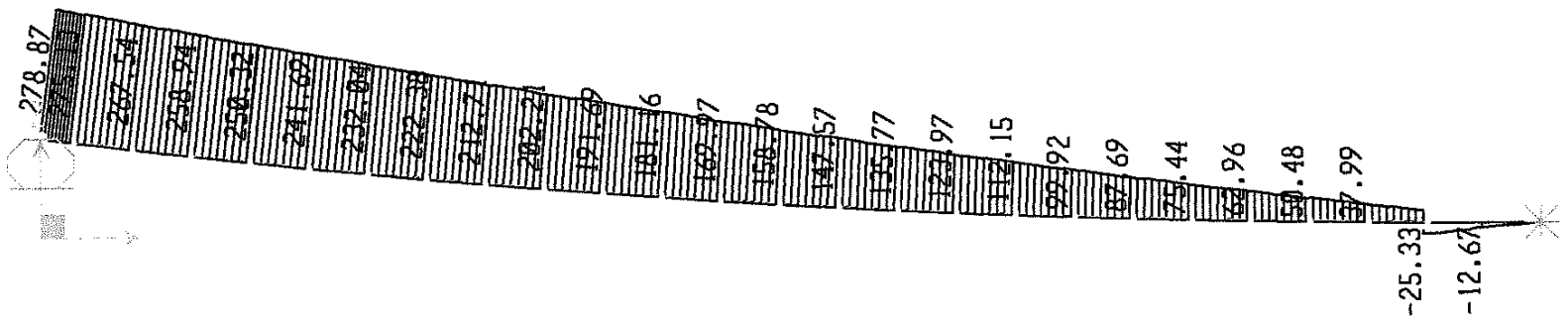
COMBINACIÓN de ACCIONES 1.00 g + 1.50 Sobrecarga

NOTE BOOK



SAP2000 7/27/05 18:10:17

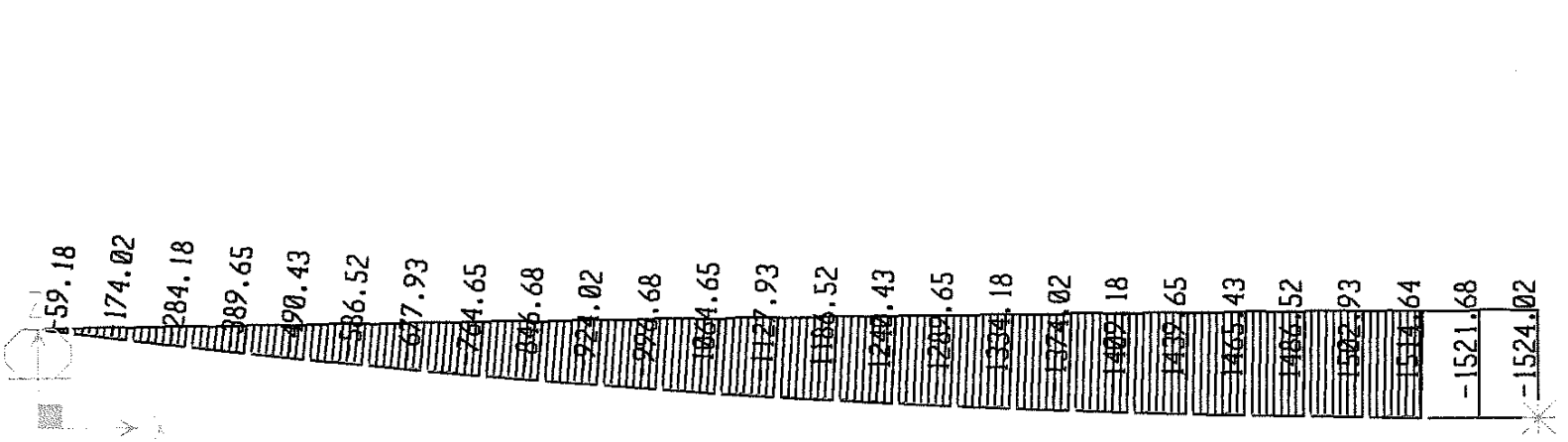
Cortantes debidos a peso propio.



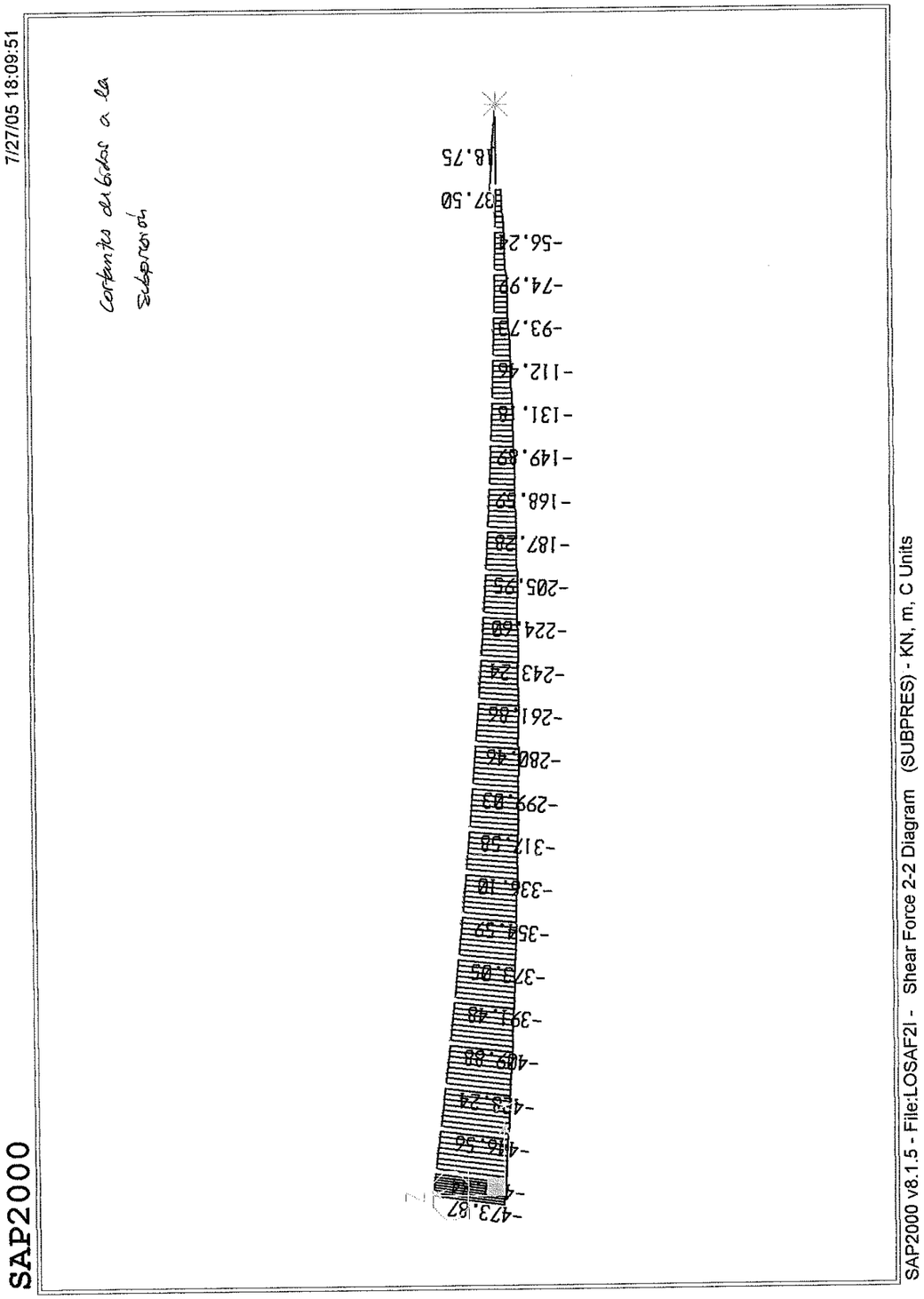
SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF2I - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

SAP2000 7/27/05 18:10:00

Momentos flectores debidos a la subpresión.



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF2I - Moment 3-3 Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units



Can Tunis 27-jul-05

FLEXIÓN:

$\not\in$ $M_d = 1,00 \cdot 963,34 + 1,50(-15,24) = -1322,66$ kN m/m

$N_d = 300$ kN/m (← axil mínimo)

Axil reducido $\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} = \frac{0,30 \text{ MN/m}}{2,15 m^2 \cdot 25 MPa/1,50} = 0,0084$ ✓ ($\leq 0,40$)

cq aumento del axil es favorable.

Dimensionamiento con programa BAEL

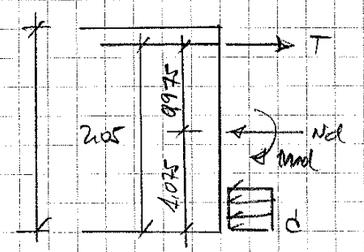
$A_s \geq 11,96 cm^2/m$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 2,15 m^2 \cdot \frac{25 MPa/1,50}{434,80 MPa} = 52,97 cm^2/m$

Si disponemos: 2 capas $\phi 20$ a 0,20 ($31,42 cm^2/m$)

$M_u =$ ↑ $N_d = 300$ kN/m



$T = A_s \cdot f_{sd} = 31,42 \cdot 10^{-4} m^2/m \cdot 434,80 MPa =$

$= 1,366$ MN/m

$C = T + N_d = 1,366 + 0,30 = 1,666$ MN/m

$\boxed{C = 1,666 \text{ MN/m}}$

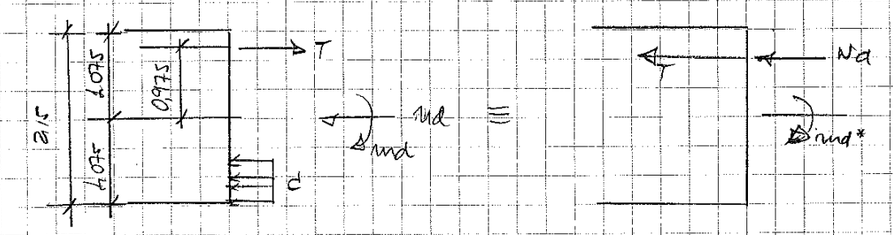
$C = 0,85 f_{cd} \cdot b \cdot y \rightarrow y = \frac{C}{0,85 f_{cd} \cdot b} = \frac{1,666 \text{ MN/m}}{0,85 \cdot 25/1,50 \cdot 1,00} = 0,1176 m$

$y = 0,1176 m$, $x = y/0,80 = 0,147 m$ $x = 0,07d$ → Fallo dúctil.

$M_u = 0,975 \cdot 1,366 + \left(4,075 - \frac{0,1176}{2}\right) 1,666 = 3,025$ MN·m/m

$M_u = 3025$ kN·m/m

NOTE BOOK



$m_d^* = m_d + n_d \cdot 0{,}975$

$T^* = T + n_d = A_s \cdot f_{yd} + n_d = 4{,}366 + 0{,}30 = 4{,}666$ MN/m

$m_m^* = 3317{,}64$ KN.m/m $m_m = m_m^* - n_d \cdot 0{,}975$

↑ Flexión simple

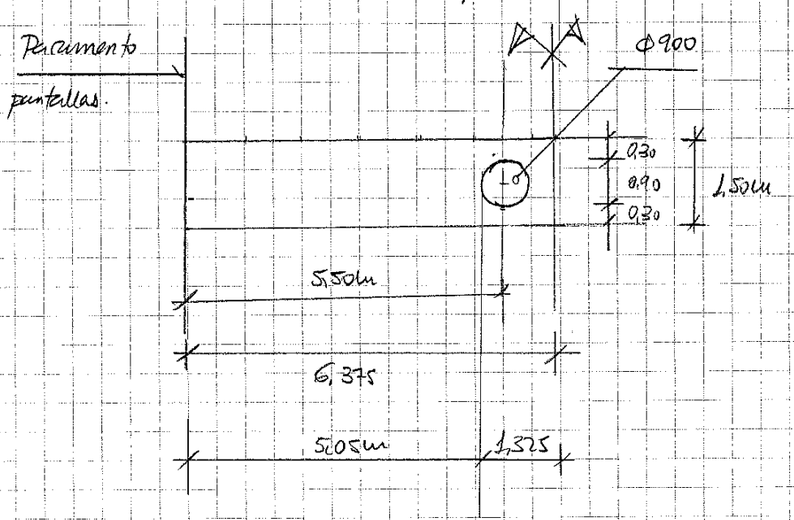
$m_m = 3317{,}64 - 0{,}30 \cdot 0{,}975 = 3025$ KN.m/m

$m_m = 3025$ KN.m/m

$m_d = 1325$ KN.m/m

CSA = 2,28 !!

↑ Se puede hacer losa plana.



1º Tantas.

a) hipótesis de máxima flexión negativa

Acciones: * Peso propio

* Subpresión.

Determinación del esquema estático

Sumando las reacciones contra el terreno en esa hipótesis anteriores resulta que el terreno está totalmente traccionado.

Combinación de acciones: COMB: $1{,}00 g_1 + 1{,}50$ Subpresión

• g_1: $A = 4{,}50\ m^2$

$g_1 = 4{,}50\ m^2/m \cdot 25\ KN/m^3 = 37{,}5$ KN/m

$m_{g_1} = \dfrac{37{,}5 \cdot 12{,}75^2}{8} = 762{,}01$ KN.m/m

• Subpresión $p_w = 75$ KN/m² ascendente

$m_{pw} = \dfrac{(-75) \cdot 12{,}75^2}{8} = -1524{,}02$ KN.m/m

$m_d = 1{,}50(-1524{,}02) + 762{,}01 = -1524$ KN.m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

$m_d = 1525$ KN.m/m
$n_d = 300$ KN/m
$h = 4{,}50$ m
$r = 0{,}10$ m

$A_s \geq 22{,}84\ cm^2/m$ — 8Φ20 !

5Φ20 + 4Φ16 pral

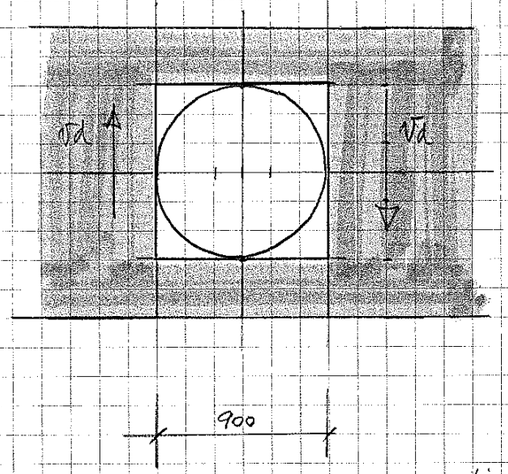
Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$$A_s \geq 0.04\, A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 450 cm^2 \cdot \frac{25 MPa/1,50}{434,8 MPa} = 23,99 \simeq 23 cm^2/m$$

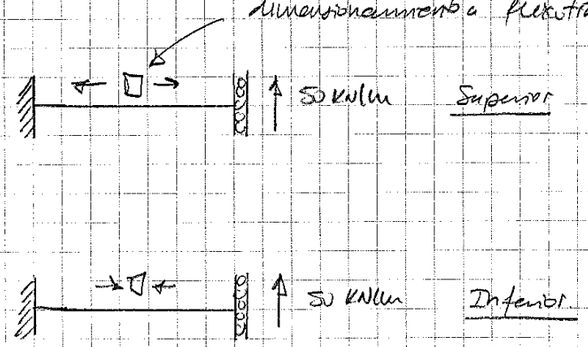
Obr. se cubre con 7Ø20 pmL. ó 5Ø25 pmL.

Contenido en el tubo dren:

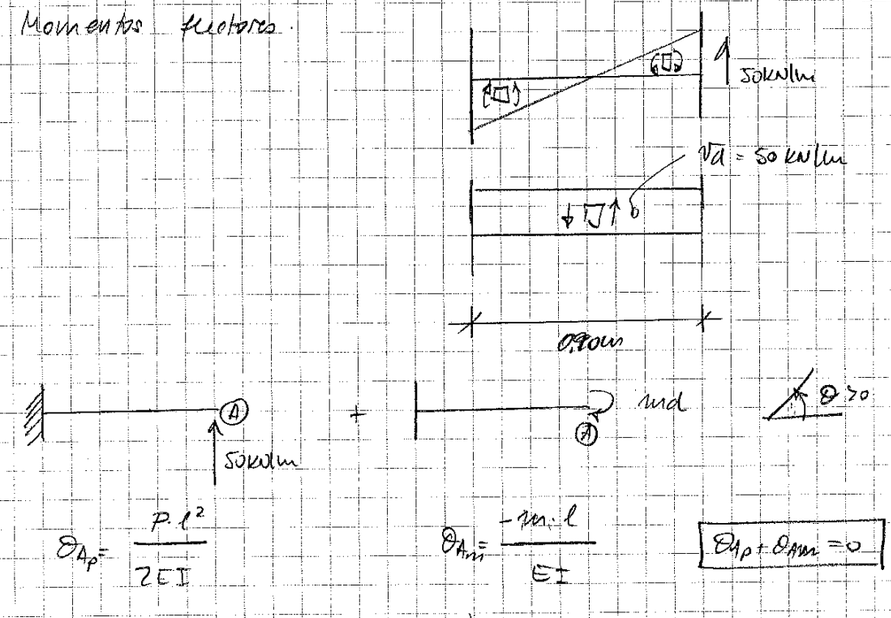
$$V_d = 150\left(75 \cdot 1,325\right) + 100\left(375 * 1,325\right) = 99,375\ KN/m \simeq 100\ KN/m$$



Modelo:



Momentos flectores.



$$\Theta_{Ap} = \frac{p \cdot l^2}{2EI} \qquad \Theta_{Am} = \frac{-m \cdot l}{EI} \qquad \boxed{\Theta_{Ap} + \Theta_{Am} = 0}$$

Igualando giros: $\frac{p l^2}{2EI} = \frac{m l}{EI} \rightarrow m = \frac{p l}{2}$

$$m_d = \frac{p_d \cdot l}{2} = \frac{50\ kN/m \cdot 0,90m}{2} = 22,5\ KN \cdot m/m$$

- $t_d = 0,993\ MN/m$ ← SUPERIOR
  - $A_{s\,nec} \cdot f_{yd} = 22,84 \cdot 10^{-4} m^2 \cdot 434,8\ MPa = 0,993\ MN/m$

Dimensionamiento con programas BASIC

$h = 0,30m$ $\quad m_d = 22,5\ KN \cdot m/m$

$r = 0,07m$ $\quad n_d = -9,93\ KN/m$ ← T →

$A_s = 14,65\ cm^2/m$ ← Ø20 a 0,20 ($15,71\ cm^2/m$)

$A_s' = 8,18\ cm^2/m$

- $q_d = t_d + n_d = 0,993 + 0,30 = 1,293\ MN/m$ ← INFERIOR

$h = 0,30m$ $\quad m_d = 22,50\ KN \cdot m/m$

$r = 0,07m$ $\quad n_d = 1,293\ MN/m$ → T ←

$A_s \geq 0,0\ cm^2/m$ ← No hace falta armadura

Flexión local:

Subpresión + g_1 $\quad q_d = 1{,}50 \cdot 75 = 112{,}50\ kN/m^2$

↓ despreciable

Momento empotramiento, $d = \dfrac{112{,}50\ kN/m^2 \cdot 0{,}90^2}{12} = 7{,}59\ kN\cdot m/m$

M_d total $= 22{,}50 + 7{,}59 = 30{,}09\ kN\cdot m/m$

$M_d = 129{,}3\ kN/m$ → 0 ←

$A_s \geq 0{,}00\ cm^2/m$ ← no hace falta armadura de flexión

Superior: $g_2 + g_2 +$ tráfico

$q_d = 1{,}35(7{,}50 + 14{,}40) + 1{,}50(105) = 187{,}065\ kN/m^2$

momento de empotramiento

$M_d = \dfrac{q_d \cdot l^2}{12} = \dfrac{187{,}065 \times 0{,}90^2}{12} = 12{,}63\ kN\cdot m/m$

$M_{total\ d} = 22{,}5 + 12{,}63 = 35{,}13\ kN\cdot m/m$

$M_d = 99{,}3\ kN/m$ (OK!)

$A_s \geq 16{,}47\ cm^2/m$ ← se dispone $\phi 25\,c/20$ ($24{,}545\ cm^2/m$)

$A_s' \geq 6{,}24\ cm^2/m$ ↑ Ms + adelante

$V_d = q_d \cdot l/2 = \dfrac{187{,}065 \cdot 0{,}90}{2} = 84{,}18\ kN/m$

Dimensionamiento a cortante.

$V_d = 50\ kN/m + 84{,}2\ kN/m = 134{,}2\ kN/m$

$M_d = -99{,}3\ kN/m$

Contribución del hormigón

$V_{au} = Cal\,0\ \xi\,(100\ f_{ck}\ \rho_l)^{1/3} - 0{,}15\,\sigma_{cd}]\ 1{,}00\ d\ \beta$

$\sigma_{cd} = \dfrac{99{,}3\ kN/m}{0{,}30\ m^2/m} = 331{,}0\ kN/m^2 = 3{,}31\ MPa$

$h = 0{,}30m$, $d \approx 0{,}23m$ $\quad \xi = 1 + \sqrt{\dfrac{200}{d}} = 1{,}9325$

$\rho_l = \dfrac{A_s}{b_0 \cdot d} = \dfrac{15{,}71 \cdot 10^{-4}\ cm^2/cm}{(1{,}00 \cdot 0{,}23)\ m^2} = 0{,}00683$ (< 0,02)

$f_{ck} = 25\ MPa$

$b_0 = 1{,}00$

$d = 0{,}27m$

$\beta = 1$ ⇒ ($\theta = \theta_c = 45°$)

Sustituyendo valores:

$V_{au} = [Cal\,0 \cdot 1{,}9325 \cdot (100 \cdot 25 \cdot 0{,}00683)^{1/3} - 0{,}15 \cdot 3{,}31]\ 1{,}00 \cdot 0{,}27 \cdot 1{,}0$

$V_{au} = [0{,}4976 - 0{,}4965]\ 1{,}00 \cdot 0{,}27 \cdot 1{,}0 = \underbrace{0{,}0011}_{\approx 0}\ 1{,}00 \cdot 0{,}27 \cdot 1{,}0$

$V_{au} = 3{,}05 \cdot 10^{-4}\ MN/m$ ← es despreciable

Todo el cortante se soporta con armadura

$V_{su} = z \cdot \operatorname{sen}\alpha\ (\operatorname{cotg}\alpha + \operatorname{cotg}\theta) \cdot \Sigma A_\alpha \cdot f_{yad}$

$z = 0{,}90 \cdot d = 0{,}9 \cdot 0{,}23 = 0{,}207m$

$\alpha = 90°$ — $\operatorname{sen}\alpha = 1{,}0$; $\operatorname{cotg}\alpha = 0{,}0$

$\theta = 45°$ — $\operatorname{cotg}\theta = 1{,}00$

$$A_\alpha \geq \frac{V_d}{z\, f_{yd}} = \frac{0{,}434\ MN/m}{0{,}207\,m \cdot 400\ MPa} = 16{,}205\ cm^2/m\ /m$$

Cuantía mínima a cortante

$$A_\alpha \geq 0{,}02\, b_0 \cdot f_{cd}/f_{yd} = 0{,}02 \cdot 100 \cdot \frac{25/1{,}50}{400} = 8{,}333\ cm^2/m/m$$

(0101)

DIMENSIONAMIENTO A CORTANTE

$$V_d = q_d \cdot \ell/2 = (-75{,}0)\frac{12{,}75}{2} = -478{,}125\ KN/m$$

$q_d = 100 \cdot 3{,}75 + 1{,}50(-75) = -75\ KN/m^2$ descendente

$V_d = -478{,}125\ KN/m$

$A_s = 15{,}71\ cm^2/m$ → como mínimo 5Ø20 p/m

$\tau_d = 0{,}30\ MN/m = 300\ KN/m$

Dimensionamiento con programas BASIC

$A_\alpha \geq 3{,}29\ cm^2/m$

→ Hay que disponer la cuantía mínima a cortante

$A_{\alpha,min} = 8{,}33\ cm^2/m$

Cortante último en armadura de cortante

$$V_{u2} = [0{,}12\,\xi(100\,\rho_\ell \cdot f_{ck})^{1/3} - 0{,}15\,\bar{\tau}_{cd}]\, b_0 \cdot d \cdot \beta$$

$d = 1{,}40\,m$ — $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{1400}} = 1{,}378$

$\rho_\ell = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{15{,}71\,b_0^{-4}}{1{,}00 \cdot 1{,}40} = 0{,}001122$

$$\bar{\tau}_{cd} = \frac{\tau_d}{b_0 d} = \frac{0{,}30\ MN/m}{1{,}00\,m \cdot 1{,}40\,m} = 0{,}2143\ MPa$$ (Muy bajo)

$b_0 = 1{,}00$

$d = 1{,}40$

$\beta = 1$ ($\theta = \theta_e = 45°$)

Sustituyendo valores:

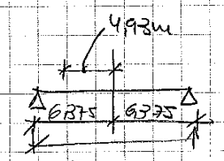
$$V_{u2} = [0{,}12 \cdot 1{,}378\,(100 \cdot 0{,}001122 \cdot 25)^{1/3} + 0{,}15 \cdot 0{,}2143] \cdot 1{,}00 \cdot 1{,}40 \cdot 1{,}00$$

$= 0{,}3715$

$V_{u2} = 371{,}5\ KN/m$

Si tiene $V_d \leq 370\ KN/m$ a:

$370 \leq 75 \cdot a \rightarrow a \leq 4{,}93\,m$



dividendo ½ canto útil los cercos deben llegar hasta

$9{,}375 - (4{,}93) + \frac{1{,}50}{2} = 2{,}195\,m$ del apoyo

Se llevan hasta 2,20 del apoyo (cercos a 30)

MODELO SAP: LOSAFP.SDB (En CONTRABÓVEDA III)

Simulación del contacto losa-pantallas

Coeficiente de balasto $K_b = 2000\ Tn/m^3 = 20000\ kN/m^3$

$K_M = K_b \cdot A = 20000\ kN/m^3 \times 0.25\ m^2 = 5000\ kN/m/m$

$A = 1.00 \times 0.25 = 0.25\ m^2$

$K_M = 5000\ kN/m/m$

ACCIONES Y CONTROL DE REACCIONES.

- PESO PROPIO Generado automáticamente.

$V = 1.50 \times 1.00 \times 12.75/2 = 9.5625\ m^3/m$

$g_L = V \cdot \gamma = 9.5625\ m^3/m \cdot 25\ kN/m^3 = 239.0625\ kN/m$

$R_{SAP} = 239.063\ kN/m$ (OK!)

- CARGAS PERMANENTES

$e = 0.80m$ de balasto $\gamma_{balasto} = 18\ kN/m^3$

$g_1 = 0.80m\ 18.0\ kN/m^3 = 14.4\ kN/m^2$

$R_{g_1} = 14.40\ kN/m^2 \cdot \frac{12.75}{2} = 91.8\ kN/m$

$R_{SAP} = 91.80\ kN/m$ (OK!)

- SUBPRESIÓN

$h = 7.50$ nieve $p_w = 75\ kN/m$

$R_w = p_w \cdot l = 75 \cdot \frac{12.75}{2} = 478.125\ kN/m$

$R_{SAP} = 478.125\ kN/m$ (OK!)

NOTE BOOK

- REACCIÓN DE LAS PANTALLAS SOBRE LA CONTRABÓVEDA

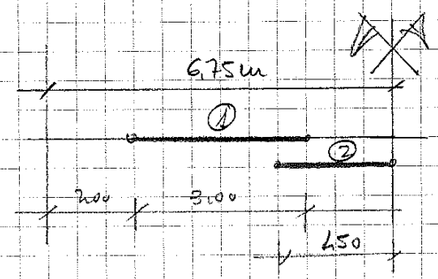
$r_{max} = 780\ kN/m$

$r_{min} = 300\ kN/m$

Tramo de transición 706+240 a 706+400

- TRÁFICO $q_{eq} = 105\ kN/m^2$ ← Ver hojas anteriores

Se aplican en 3.00m



CONTROL DE REACCIONES $R = 105\ kN/m^2 \times 3.75m = 341.25\ kN$

$R_{SAP} = 341.25\ kN$

NOTE BOOK

DIMENSIONAMIENTO

Hipótesis: a) Máximo momento flector negativo

b) Máximo momento flector positivo

a) Máximo momento flector negativo

Reacciones: · 9t

· Subpresión

DETERMINACIÓN DEL ESQUEMA ESTÁTICO

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

Archivo SAP **LOSAFPI.SDB** (en CONTRABÓVEDA III)

DIMENSIONAMIENTO: → Ver hojas anteriores.

Momentos flectores transversales por efecto POISSON

m_d = 152,4 kN·m/m

$m_{d\perp}$ = 0,20 · 152,4 kN·m/m = 30,48 kN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC: $A_s \geq 5{,}55$ cm²/m

Cuantía mínima geométrica:

A_c = 150 cm²/m
$\rho \geq 1{,}8‰$

$\Rightarrow A_s \geq 150 \cdot \frac{1{,}80}{1000} = 27{,}0$ cm²/m → 13,50 cm²/m en cada cara

Se cubre con Φ20 a 0,25 o

2 Φ16 a 0,30

NOTE BOOK

Limitaciones en la separación de cercos

a) Por confinamiento del hormigón

V_{u1} = 70 kN/m
V_d = 47,8 kN/m

$\Rightarrow V_d \leq \frac{1}{5} V_{u1} = \frac{1}{5} \cdot 70{,}00 = 14{,}00$ kN/m

$S_t \leq 0{,}90 d = 0{,}90 \cdot 1{,}50 = 1{,}20 \neq 0{,}30$m $S_t \leq 0{,}30$m (OK)

b) Por fisuración controlada

A_s = 15,71 cm²/m ← como mínimo 5Φ20

V_{cu} = 27,2 kN/m

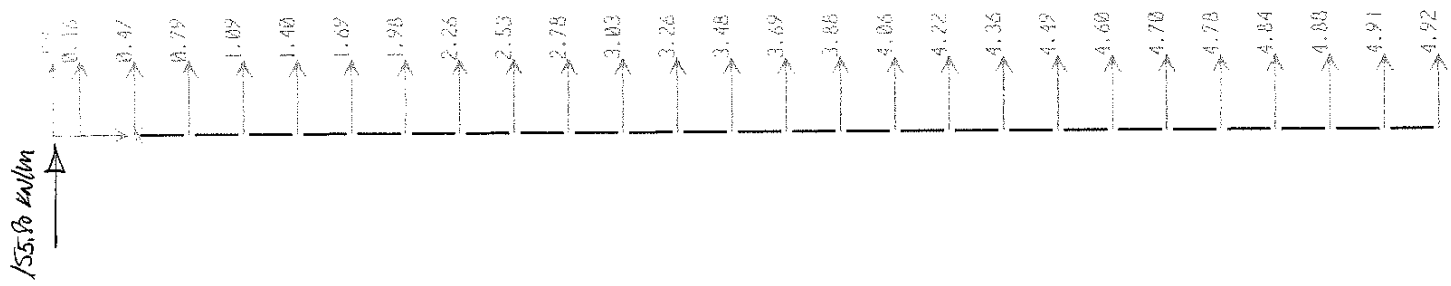
$(V_{rd} - 3 * V_{cu}) = (0{,}478 - 3 * 0{,}272) \leq 0{,}0 \rightarrow$ $S_t \leq 300$mm (OK)

NOTE BOOK

SAP2000

7/28/05 9:31:16

Reacciones contra el terreno debidas al peso propio

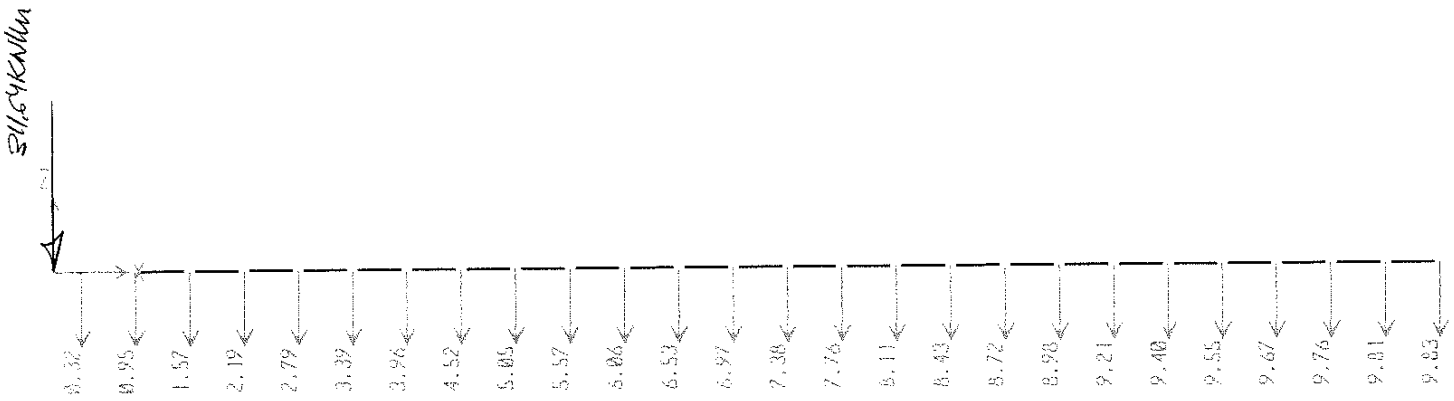


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFP - Spring Reactions (DEAD) - KN, m, C Units

SAP2000

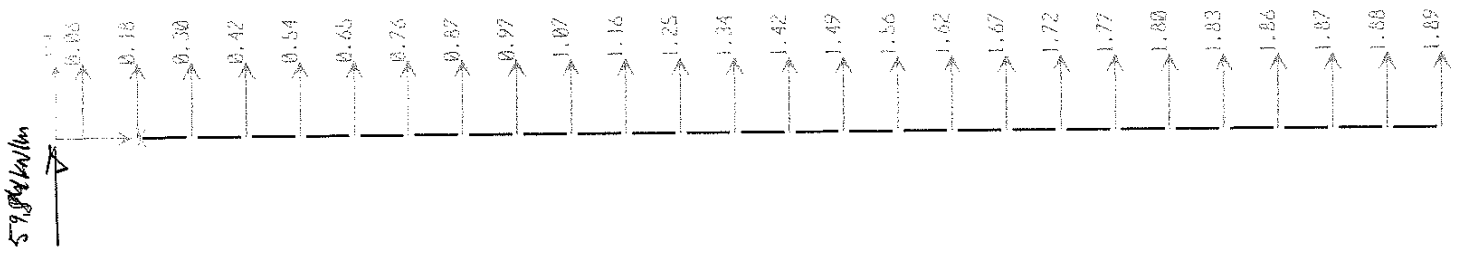
7/28/05 9:31:48

Reacciones contra el terreno debidas a la subpresión.

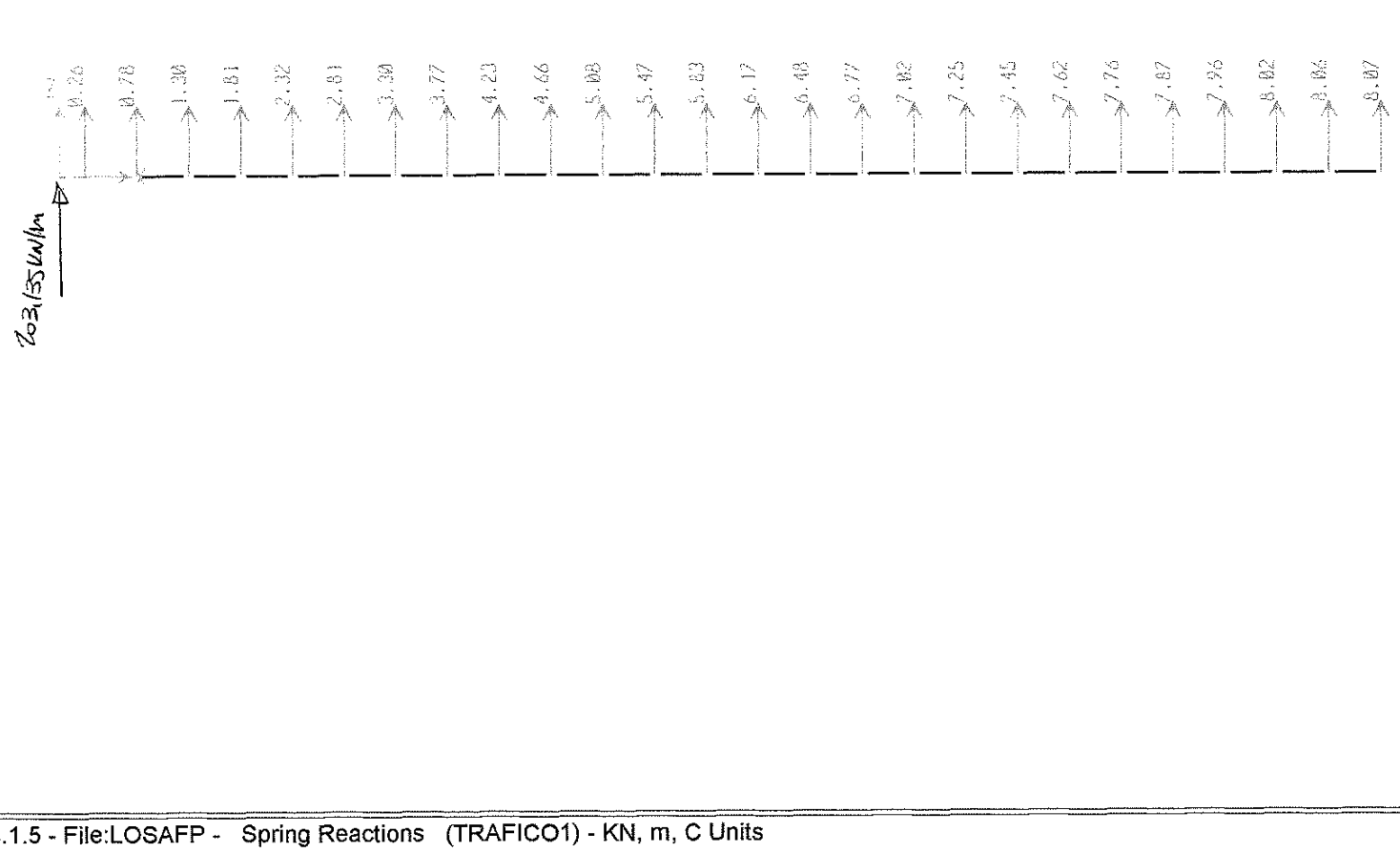


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFP - Spring Reactions (SUBPRES) - KN, m, C Units

Reacciones contra el terreno debidas a las cargas permanentes



Reacciones contra el terreno debidas a la acción del tráfico en posición 1



b) Máximo flector positivo.

Acciones: · g1
· g2
· Tráfico

Obs: del lado seguro no se considera la subpresión no es limitante.

DETERMINACIÓN DEL ESQUEMA ESTÁTICO:

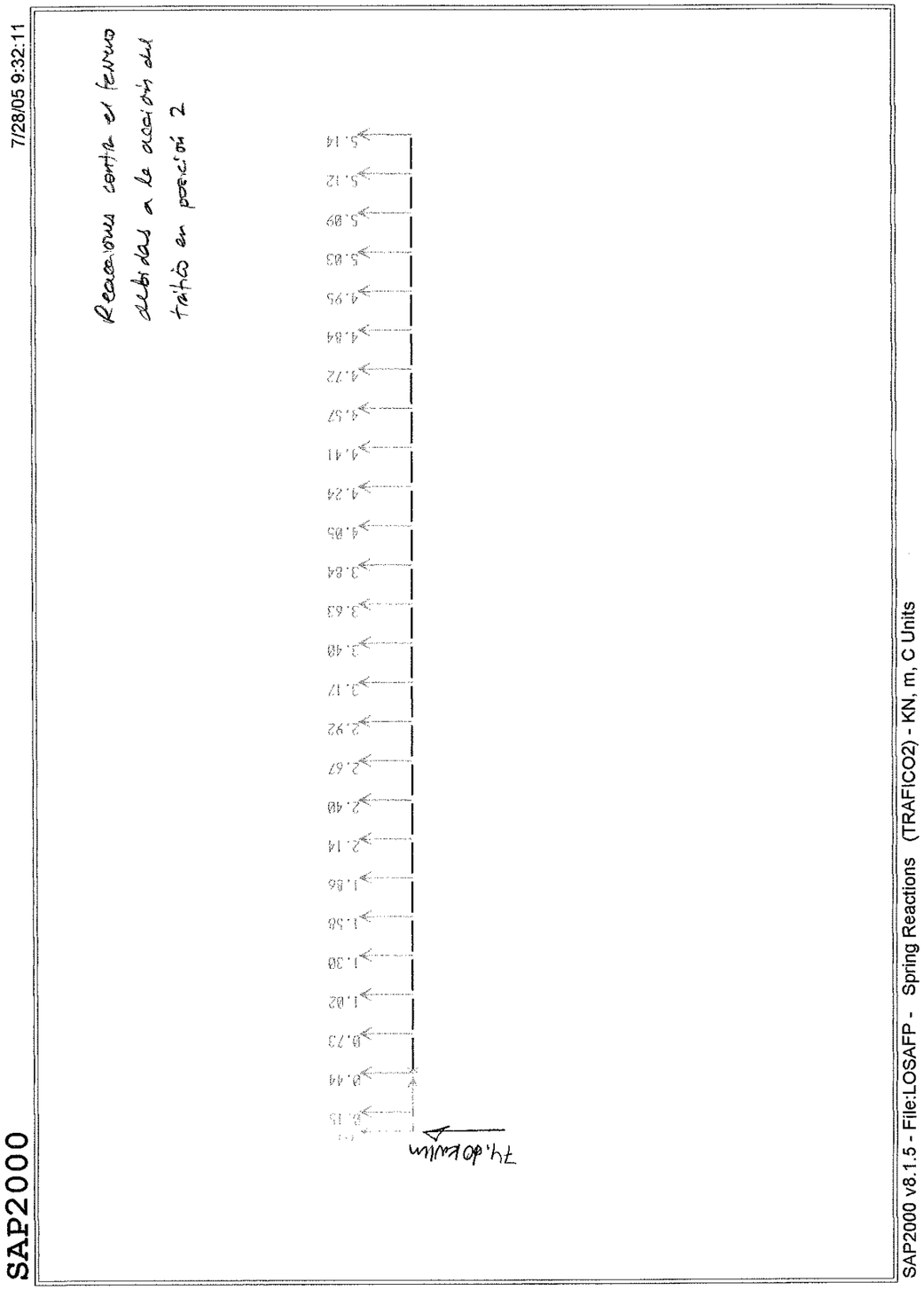
Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que éste está totalmente comprimido.

Archivo SAP: LOSAFP3D8 (Cn CONTRAFUERTES III)

Ceyes de esfuerzos: Ver páginas siguientes.

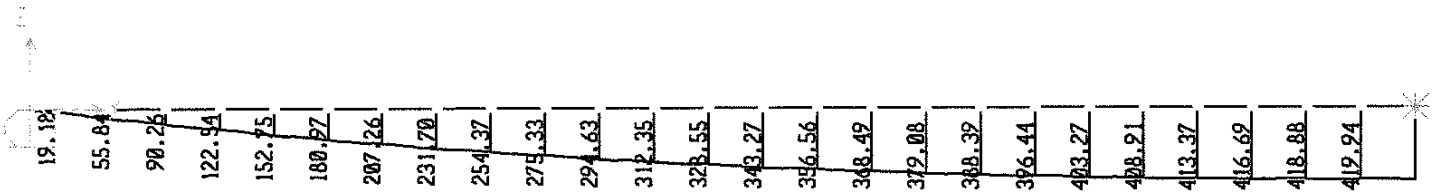
COMBINACIÓN PÉSIMA

COMB: 1.35 g1 + 1.35 g2 + 1.50 (Tráfico)



SAP2000 7/28/05 9:32:29

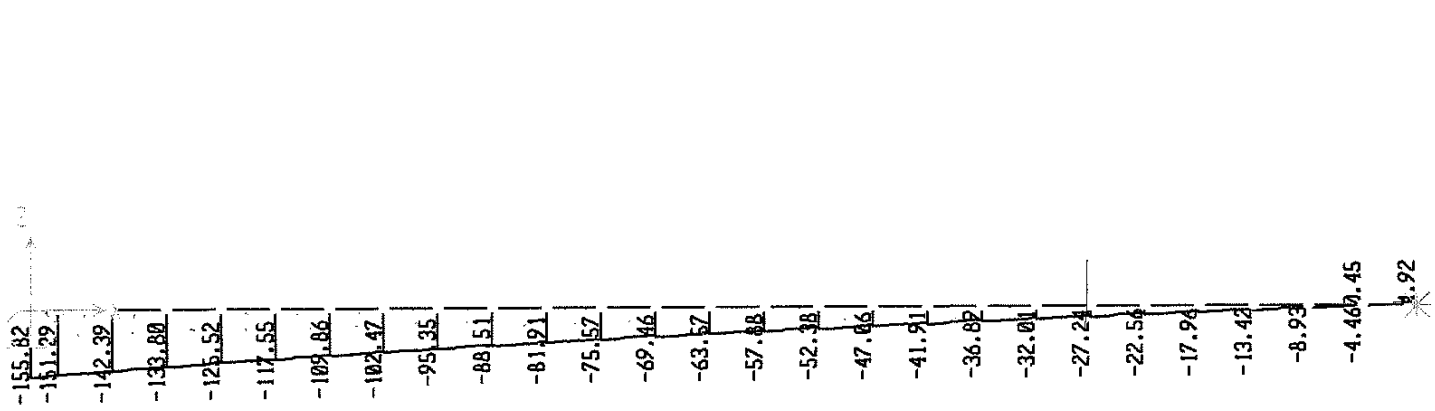
Momentos flectores debidos al peso propio



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

SAP2000 7/28/05 9:32:38

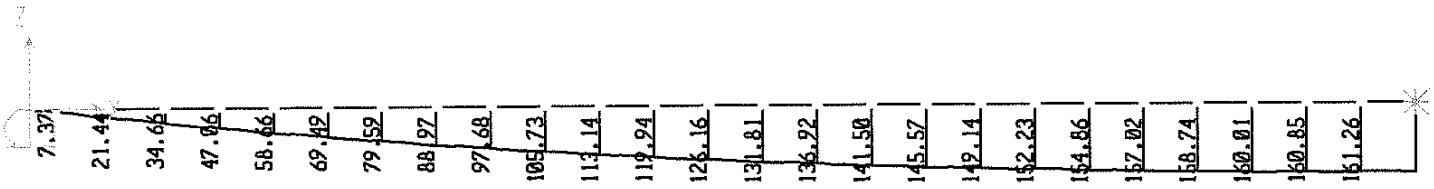
Cortantes debidos al peso propio



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

SAP2000 7/28/05 9:32:48

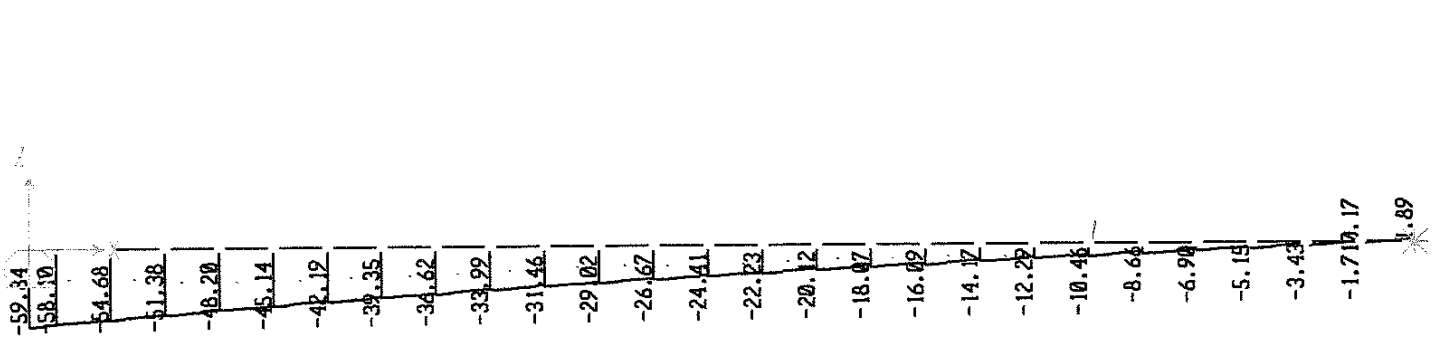
Momentos flectores debidos a las cargas permanentes



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFP - Moment 3-3 Diagram (G2) - KN, m, C Units

SAP2000 7/28/05 9:32:56

Cortantes debidos a las cargas permanentes



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFP - Shear Force 2-2 Diagram (G2) - KN, m, C Units

SAP2000 7/28/05 9:33:04

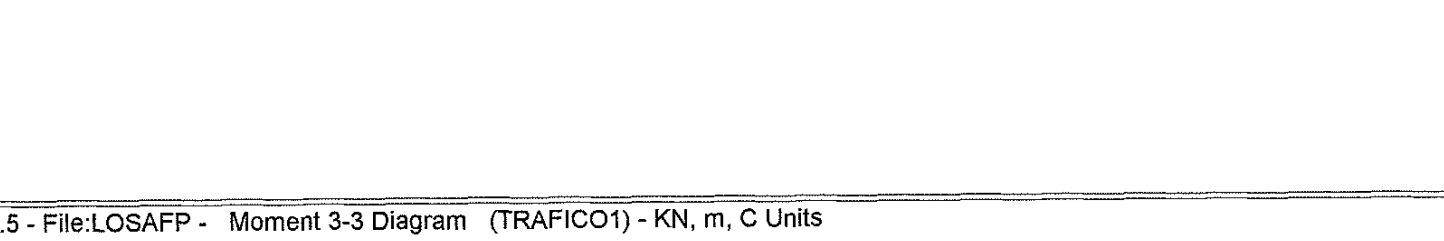
Momentos debidos al tráfico en porción 1



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFP - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO1) - KN, m, C Units

SAP2000 7/28/05 9:33:12

Cortantes debidos al tráfico en porción 1

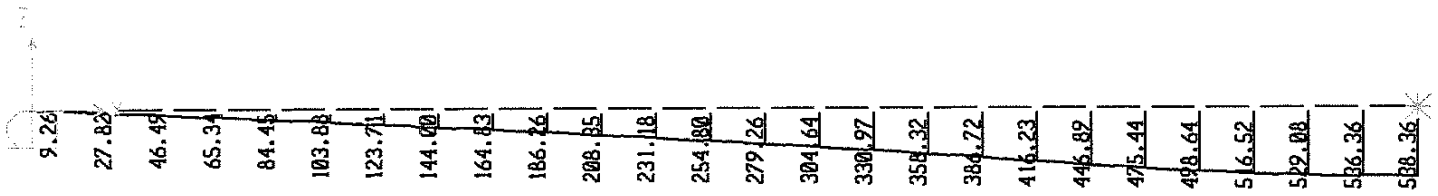


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFP - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO1) - KN, m, C Units

SAP2000

7/28/05 9:33:22

Momentos flectores debidos al tráfico en posición 2



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFP - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO2) - KN, m, C Units

SAP2000

7/28/05 9:33:30

Cortantes debidos al tráfico en posición 2

SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFP - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO2) - KN, m, C Units

DIMENSIONAMIENTO:

FLEXIÓN:

$M_d = 1,35(420 + 161,3) + 1,50(670) = 1789,76$ KN.m/m

Dimensionamiento con programas BASIC

$M_d = 1790$ KN.m/m
$N_d = 300$ KN/m
$\Rightarrow A_s \geq 77,69$ cm²/m

↳ cubre con $(5\phi 20 + 4\phi 20)$ pral.

CORTANTE:

$V_d = 1,35(155,8 + 59,89) + 1,50(203,14) = 595,82$ KN/m
$N_d = 300$ KN/m
$A_s = 5\phi 20$ como mínimo $A_s = 15,7$ cm²/m
$A_d \geq 5,95$ cm²/m/m

cuantía mínima a cortante $A_d \geq 0,02 \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

$A_d \geq 0,02 \cdot 400 \cdot \frac{25/1,50}{400} = 8,33$ cm²/m/m ← ↳ cubre con ramas a 0.30 de $1\phi 10$ a 0.60

Cortante último sin armadura de cortante. $A_d = 8.722$ cm²/m

$V_{cu2} = 361,07$ KN/m

Se tiene $V_d \leq 350$ KN/m a 2,975m del apoyo. Decalando ½ canto útil, los ceros deben llegar hasta 3,625m del apoyo como mínimo

ARMADURA TRANSVERSAL

* Flexión transversal por Efecto POISON

$M_d = 1789,8$ KN.m/m ← Momento ppal

$M_{d,\perp} = 0,20 \cdot 1789,8$ KN.m/m = 357,96 KN.m/m

$A_s \geq 5,95$ cm²/m

* cuantía geométrica mínima $\rho \geq 1,8‰$

$A_c = 450$ cm²/m

$A_s \geq 7,10$ cm²/m → 13,50 cm²/m en cada cara. A cubrir con $2\phi 16 \, a\, 0,30$ (13,41 cm²/m) (OK)

CORTANTE:

Limitaciones en la separación de ceros

* Por confinamiento bielas de hormigón.

$V_{u1} = 7,0$ MN/m

$\frac{1}{5} V_{u1} = 1,40$ MN/m

$V_d = 0,60$ MN/m $\quad V_d < \frac{1}{5} V_{u1} \rightarrow s_t \leq 300$ mm (OK)

* Por flexión controlada.

$V_{cu} = 0,272$ MN/m (← Sin tener en cuenta el axil, del lado seguro)

$(V_d - 3V_{cu}) = (0,60 - 3 \cdot 0,272) \leq 0 \rightarrow s_t \leq 300$ mm (OK)

PANDEO ENTRE

- $I = \frac{1}{12} 1.33^3 \cdot 1.00 = 0.28125 m^4/m$
  $A = 1.50 m^2/m$
  $i = \sqrt{I/A} = 0.433 m$

$l_0 = B.C. = 1.00 \cdot 17.75 = 12.75 m$

Esbeltez mecánica: $\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{12.75}{0.433} = 29.44 \leq 35$

No es necesario considerar amplificaciones de momentos flectores por teoría de 2º orden.

DEFINICIÓN DE LA ÚLTIMA BIELA DE COMPRESIÓN

$V_d = 595.82 kN/m \simeq 600 kN/m$

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0.60 MN/m}{434.80 MPa} = 13.80 cm^2/m$ ← Se cubre sobradamente

COMPROBACIÓN DE LA REACCIÓN:

$V_d = 600 kN/m$

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0.60 MN/m}{400 MPa} = 15.0 cm^2/m$

Hs: 2 ceros Φ20 a 0.60 (20.95 cm²/m)

Se cubre con 1 ganchos Φ20 a 0.20 (15.71 cm²/m)

EN EL TUBO $V_d = 226.2 kN/m$

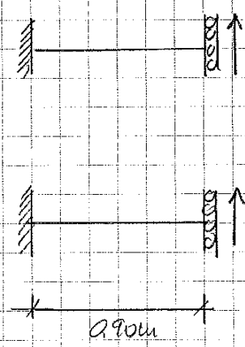
$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0.226 MN/m}{400 MPa} = 5.65 cm^2/m$ ← Se cubre con 1 c Φ16 a 0.60

$A_s = 6.70 cm^2/m$

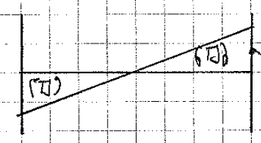
TRAMO DEL TUBO

Cortante máximo (a 5.05m del apoyo)

$V_d = 235(77.24 + 10.46) + 250(122.83) = 235.14 kN/m$
↑ Tramo 2



Ley de momentos flectores y esfuerzos cortantes.



$M_d = 52.9 kN \cdot m/m$

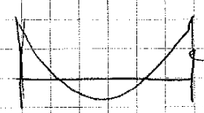
$M_d = \frac{V_d \cdot l}{2} = \frac{117.5 \cdot 0.90}{2}$

$M_d = 52.875 kN \cdot m/m$

Flexión local:

$q_1 = 930 \cdot 25 = 7.5 kN/m$
$q_2 = 14.4 kN/m$
$q = 10.5 kN/m$

$q_d = 1.35(7.5 + 14.4) + 1.5(10.5) = 127.07 kN/m$



$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{12} = \frac{127.07 \cdot 0.9^2}{12} = 12.6 kN \cdot m/m$

$M_{d\,total} = 52.875 + 12.60 = 65.5 kN \cdot m/m$

$T_d = A_s \cdot f_{yd} = 27,69 \cdot 10^{-4} \cdot 434,80 = 1204\ MN/m$

$C_d = T_d + n_d = 1204\ MN/m + 0,30\ MN/m = 1504\ MN/m$

dimensionamiento en flexo compresión (Tabla Superior)

$m_d = 65,5\ KN.m/m$
$n_d = 1504,0\ KN/m$
$h = 0,30$ $r = 0,07m$
$b = 1,00m$

$A_s \geq 0,0$ ← No hace falta armadura específica

dimensionamiento a flexotracción

Flexión local debido al contacto con el terreno

$r_d = \frac{20,5\ kN}{0,25m} = 82\ KN/m^2$ ← Reacción de apoyo contra el terreno

↑ Σ reacciones mayoradas

$m_d = \frac{q_d \cdot l^2}{12} = \frac{82 \cdot 0,9^2}{12} = 5,535\ KN.m/m$

$m_{d\,total} = 52,875 + 5,535 = 58,41\ KN.m/m$

$m_d = 58,41\ KN.m/m$
$n_d = -1204\ KN/m$
$h = 0,30$ $r = 0,07$
$b = 1,00m$

$A_s \geq 22,75\ cm^2/m$ ← Si cubre con
$A'_s \geq 5,44\ cm^2/m$ $5\phi 25$ pral

Obs: A_s disp cara inferior $= 31,42\ cm^2/m$

Cortantes:

a) Tabla superior

$v_d = \underbrace{117,50}_{\text{general}} + \underbrace{\frac{187,07 \cdot 0,9}{2}}_{\text{local}} = 201,7\ KN/m$

$n_d = 1504\ KN/m$

$A_s = 25,136\ cm^2/m$ ($8\phi 20$)

$A_d \geq 0,00\ cm^2/m/m$ ← No hace falta armadura de cortante

b) Tabla inferior

$v_d = 117,50 + \frac{82,0 \cdot 0,9^2}{8} = 125,8\ KN/m$

$n_d = -1204\ KN/m$

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

dimensionamiento a cortante

contribución del hormigón

$V_{cu} = [0,10\ \xi\ (100\ f_{ck} \cdot \ell\ell)^{1/3} - 0,15\ \sigma'_{cd}]\ b_0 \cdot d \cdot B$

$d = 0,23m$ → $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{230}} = 1,9325$

$f_{ck} = 25\ MPa$

$\ell\ell = \frac{24,545 \cdot 10^{-4}}{0,30 \cdot 1,00} = 0,00818$

$\sigma_{cd} = \frac{-1204\ KN}{0,30m^2} = -4,013\ MPa$

Sustituyendo valores

$B = 1$ ← ($\theta = 45°$)

$V_{cu} = [0,10 \cdot 1,9325\ (100 \cdot 25 \cdot 0,00818)^{1/3} - 0,15 \cdot 4,013] \cdot 1,00 \cdot 1,9325 \cdot 1,0$

$V_{cu} \leq 0$ ← No hace falta armadura de cortante

Todo el cortante debe soportarlo con armadura.

$V_{su} = z \cdot sen\alpha \,(\cot g\,\alpha + \cot g\,\theta) \sum A_\alpha \cdot f_{yd}$

$\alpha = 90° \quad \rightarrow \quad sen\alpha = 1{,}00; \quad \cot g\,\alpha = 0{,}00$

$\theta = 45° \quad \rightarrow \quad \cot g\,\theta = 1{,}0$

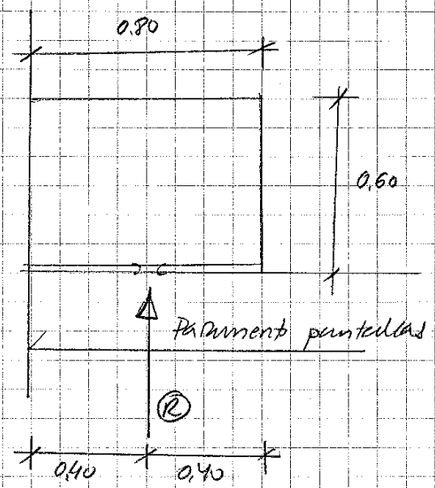
$$A_\alpha \geq \frac{V_d}{z \cdot f_{yd}} = \frac{0{,}126\ MN/m}{0{,}73 \cdot 400\ MPa} = 3{,}7\ cm^2/m$$

↑ si dispone 2 ganchos $\phi 10$ a 0,60 en dos = 0,35

$$A_\alpha = \frac{2 \cdot 0{,}785}{0{,}20 \cdot 0{,}60} = 13{,}08\ cm^2/m$$

CONEXIÓN:

Apoyo en marquesinas cortas.



R_d = 478,125 kN/m extremo

R_d = 595,22 kN/m intermedio

"Hormigón Armado" D. Jiménez Montoya.

Dimensionamiento como ménsula corta (método ACI)

a) Armadura de flexión:

R_d = 600 kN/m ← se dimensiona para el máximo

e = 0,40 m

$M_d = R_d \cdot e$ = 600 kN/m · 0,40 m = 240 kNm/m

dimensionamiento $z = 0{,}90\,d = 0{,}90 \cdot 0{,}50 = 0{,}40$ m

$$U = C = \frac{M_d}{z} = \frac{0{,}240\ MNm/m}{0{,}40 m} = 0{,}60\ MN/m$$

$$A_s \geq \frac{U}{f_{yd}} = \frac{0{,}60\ MN/m}{400\ MPa} = 15\ cm^2/m$$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración.

$A_s \geq 0{,}04 \cdot A_c \cdot f_{cd}/f_{yd} = 0{,}04 \cdot 0{,}60 \cdot \frac{25/1{,}50}{400} = 10\ cm^2/m$ ← se cubre sobradamente

iii) Armadura necesaria por cortante

$$A_0 \geq \frac{F_{vd}}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{0.60\ MN/m}{1.00 \cdot 400\ MPa} = 15.0\ cm^2/m$$

$A_0 = 15.0\ cm^2/m$

iv) Limitación de tensión rasante máxima

$$\tau_d = \frac{F_{vd}}{b \cdot d} = \frac{0.60\ MN/m}{0.60 \cdot 1.00} = 1.0\ MPa \leq 0.75 f_{cd} = 4.17\ MPa$$ OK!

v) Armadura necesaria por esfuerzos horizontales

$A_h \geq 0.00\ cm^2/m$

$A_A = A_0 + A_h = 15.0\ cm^2/m$

$A_B = A_1 \times 1.50 + A_h = 1.50 \cdot 15.0 = 22.5\ cm^2/m$

$A_B > A_A$

- armadura principal: $A_1 = A_1 + A_h = 15.00\ cm^2$
- armadura secundaria: $A_2 = \frac{1}{2} A_1 = \frac{1}{2} 15.00 = 7.50\ cm^2/m$

Sólo se hace 1 faldón — armadura total:

$A_1 + A_2 = 22.50\ cm^2/m$

Se cubre con $\phi 25$ a 0.20 ($24.545\ cm^2/m$)

Cualquier de la reacción: $r_d = 0.60\ MN/m$

$$A_s \geq \frac{r_d}{f_{yd}} = \frac{0.60\ MN/m}{400\ MPa} = 15.0\ cm^2$$ se cubre con $\phi 20$ a 0.20 ($15.71\ cm^2/m$)

LOSA de TRAMO de TRANSICIÓN y FASE 1 de CRUCE S/7

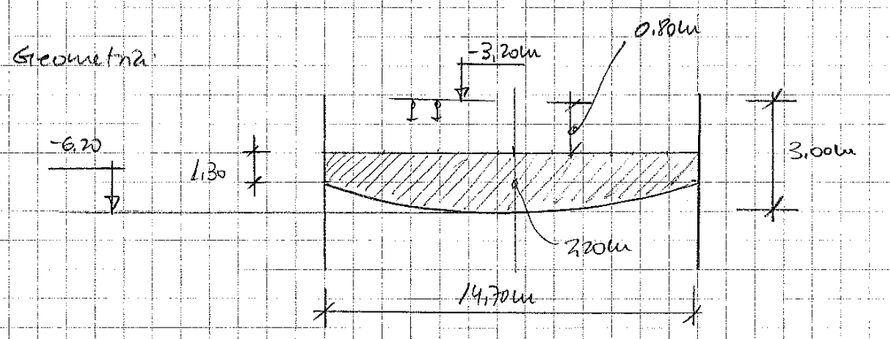
II) Tramo 2 706+350 a 706+400

- l_{max} = 14,70m (entre hastiales de pantallas)
- Profundidad:

Cota carril en 706+400

$z = -3,163m \simeq -3,20m$

Geometría

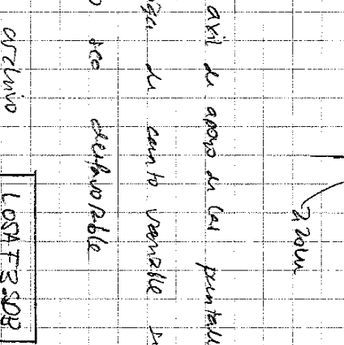


Acciones:

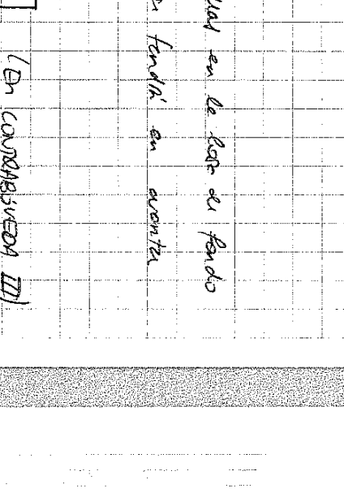
- g_1: Peso propio — NT pisano a la cota +2,00m
- Subpresión pw $h = 2 + 6.20 = 8,20m$
- Reacción de apoyo en las puntales sobre la losa
- Cargas permanentes
- Tráfico

Cav Nuovi 27/7/05

EJ QUEMA ESTRIBO.



VISTA DE CARA DE VARIABLE.



OBS: EL EFECTO DEL AXIL DE APOYO DE LA PUNTALADA EN LA BASE DEL RELLENO SOBRE EL MURO DE CARA VARIABLE ES FAVORABLE EN CUANTO SOLO AUMENTA LA COMPRESION DEL SUELO DE APOYO

MODELO SAP: ARCHIVO LOSAF3.SDB (EN CARPETA VIGUETA III)

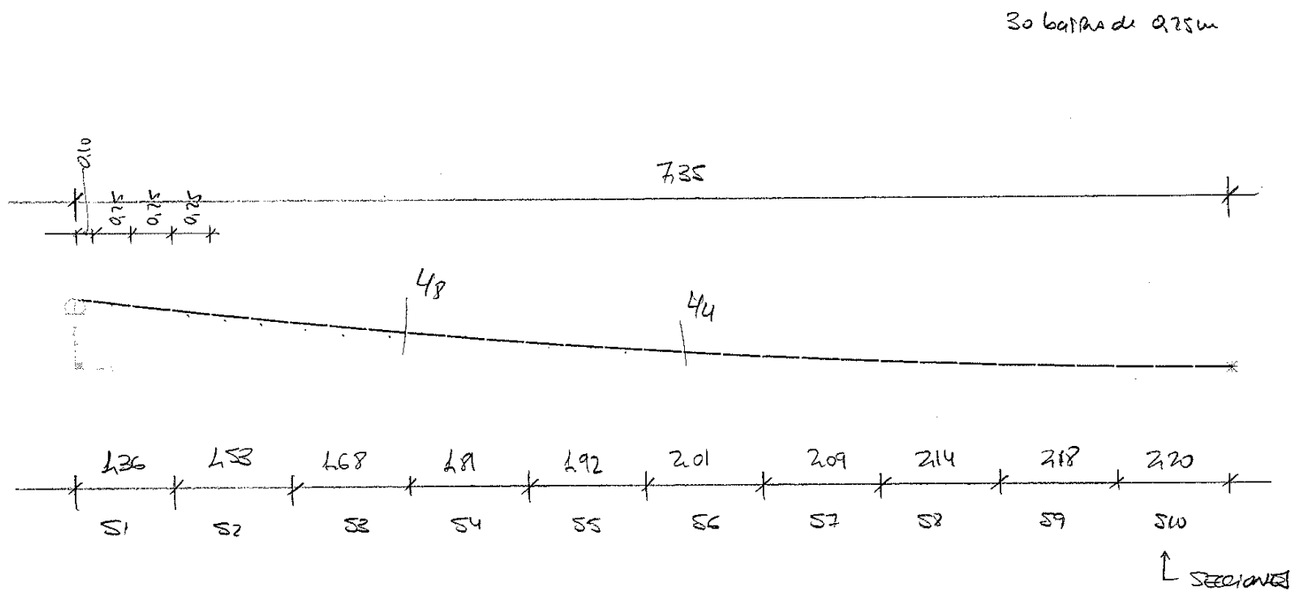
SIMULACION DEL CONTACTO BASE + SUELO

COEFICIENTE DE BALASTO: $K_B = 20000\ kN/m^3$

$A = 0.25\ m^2/m$

$K_H = A = 20000\ kN/m^3 \times 0.25\ m^2/m = 5000\ kN/m/m$

$K_H = 5000\ kN/m/m$



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Joint Restraints - KN, m, C Units

ACCIONES Y CONTROL DE REACCIONES:

- PESO PROPIO

$V = 13,98\ m^3/m$

$g_1 = V \cdot \gamma = 13,98\ m^3/m \cdot 25\ kN/m^3 = 349,5\ kN/m$

$R_{SAP} = 350,42\ kN/m$ (OK!)

- CARGAS PERMANENTES

$e = 0,80 m$ $\gamma = 18\ kN/m^3$ (Escalera)

$g_2 = 14,4\ kN/m^2$

$R_{g_2} = 14,4 \cdot \frac{14,70}{2} = 105,84\ kN/m$

$R_{SAP} = 105,87\ kN/m$ (OK!)

- SUBPRESIÓN:

$p_w = 8,20\ mca \rightarrow p_w = 82,00\ kN/m^2$

$R_{pw} = 82 \frac{14,70}{2} = 602,70\ kN/m$

$R_{SAP} = 602,7\ kN/m$ (OK!)

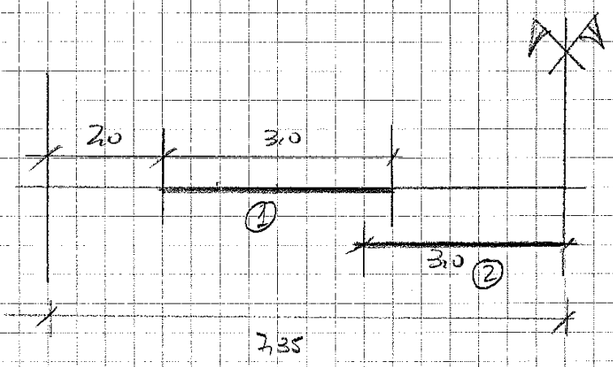
- REACCIÓN DE LAS PANTALLAS SOBRE LA LOSA

$r_{max} = 780\ kN/m$
$r_{min} = 500\ kN/m$
} Tramo transición S. INTERMEDIA a S. FINAL

TRÁFICO:

$q_{eq} = 105\ kN/m^2$ (Ver páginas anteriores)

Se aplican en:



$R = 105 \cdot 3,25 = 341,25\ kN/m$

$R_{SAP} = 341,25\ kN/m$ (OK!)

Can Tunis 28/7/2005

DIMENSIONAMIENTO.

Hipótesis a) Máximo momento flector negativo

b) Máximo momento flector positivo

a) Máximo momento flector negativo.

Acciones: * Peso propio

+ Sobrecarga

DETERMINACIÓN DEL ESQUEMA ESTÁTICO:

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que ésta está totalmente tracionada (muy desventajosa)

Ardimo SAP LOSAFS I. SDB

En esta hipótesis el efecto del axil de apoyo en los puntales en base de cimentación no se tiene en cuenta, del lado seguro (puntos tracionados en la fibra inferior)

Leyes de esfuerzos (Ver páginas posteriores)

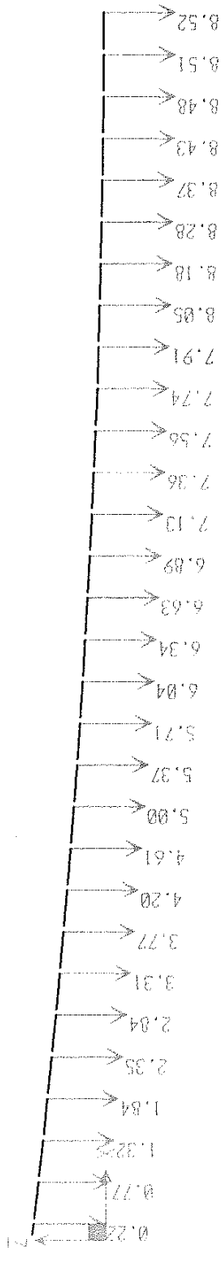
COMBINACIÓN DE ACCIONES 1,00 g_i + 1,50 Sobrecarga

NOTE BOOK

7/28/05 15:55:57

REACCIONES CONTRA EL TERRENO

HIPÓTESIS A LA SUBPRESIÓN.



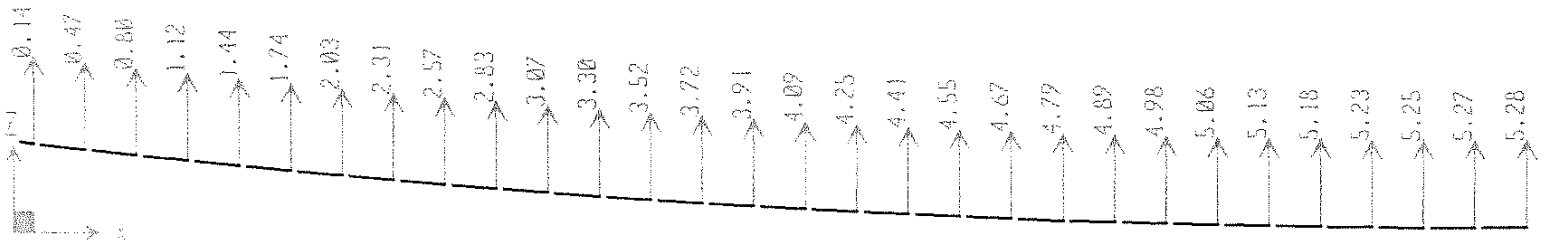
SAP2000

SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Spring Reactions (SUBPRES) - KN, m, C Units

145

SAP2000 7/28/05 15:55:33

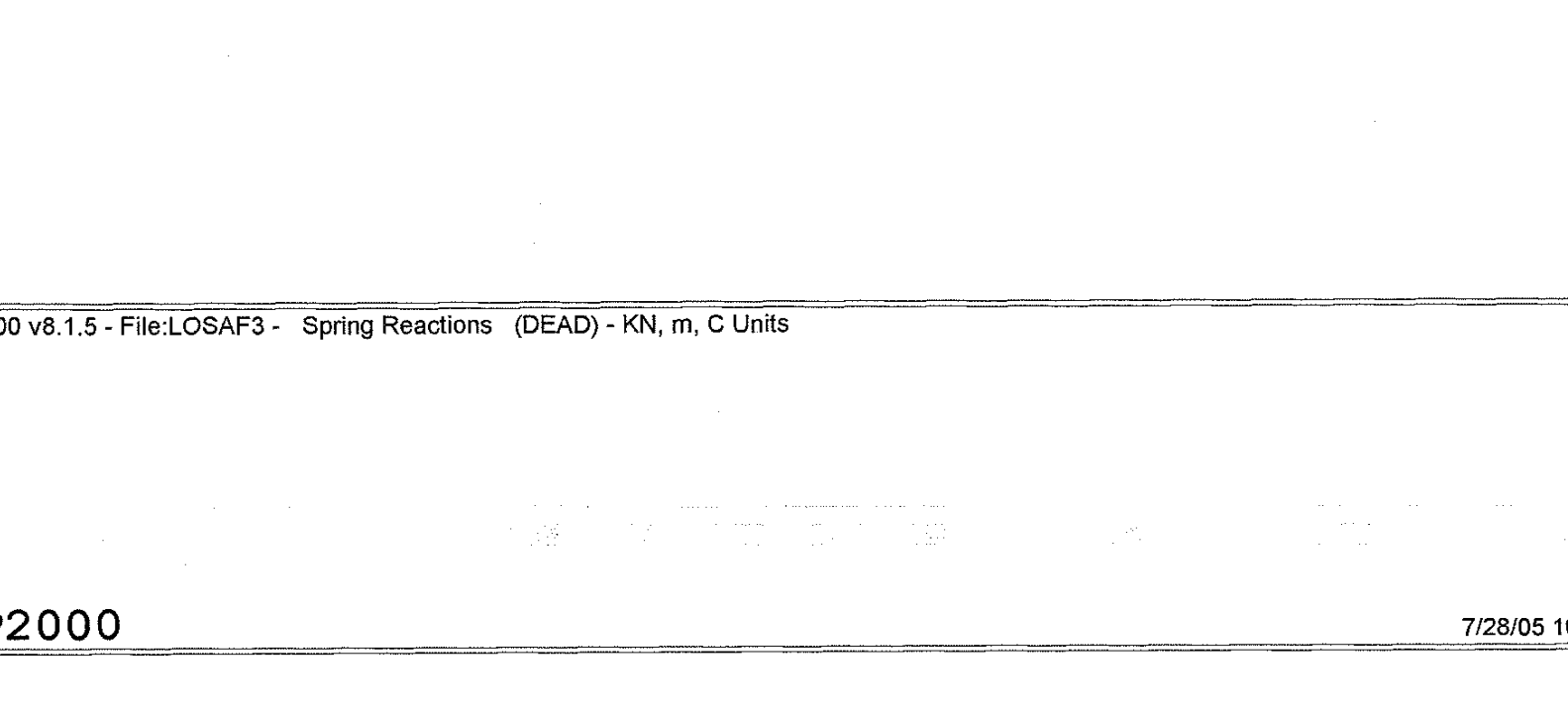
REACCIONES CONTRA EL TERRENO DEBIDAS A LA ACCIÓN DE LA SUBPRESIÓN



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Spring Reactions (DEAD) - KN, m, C Units

SAP2000 7/28/05 16:11:09

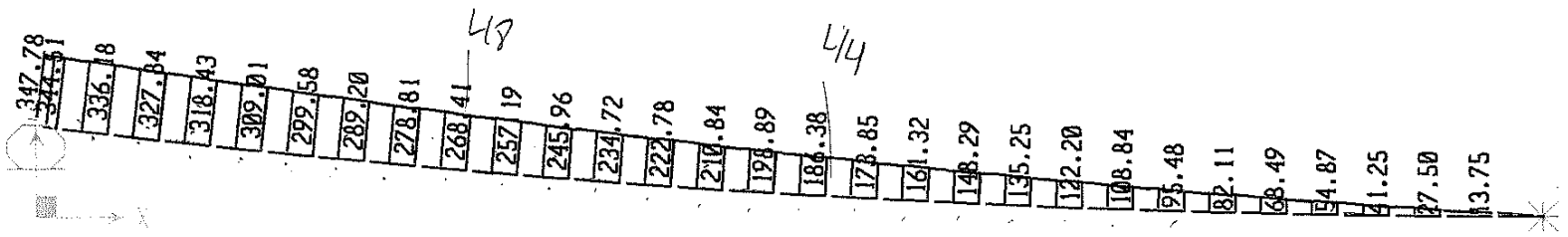
Momentos flectores debidos a peso propio.



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3I - Moment 3-3 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

SAP2000 7/28/05 16:11:18

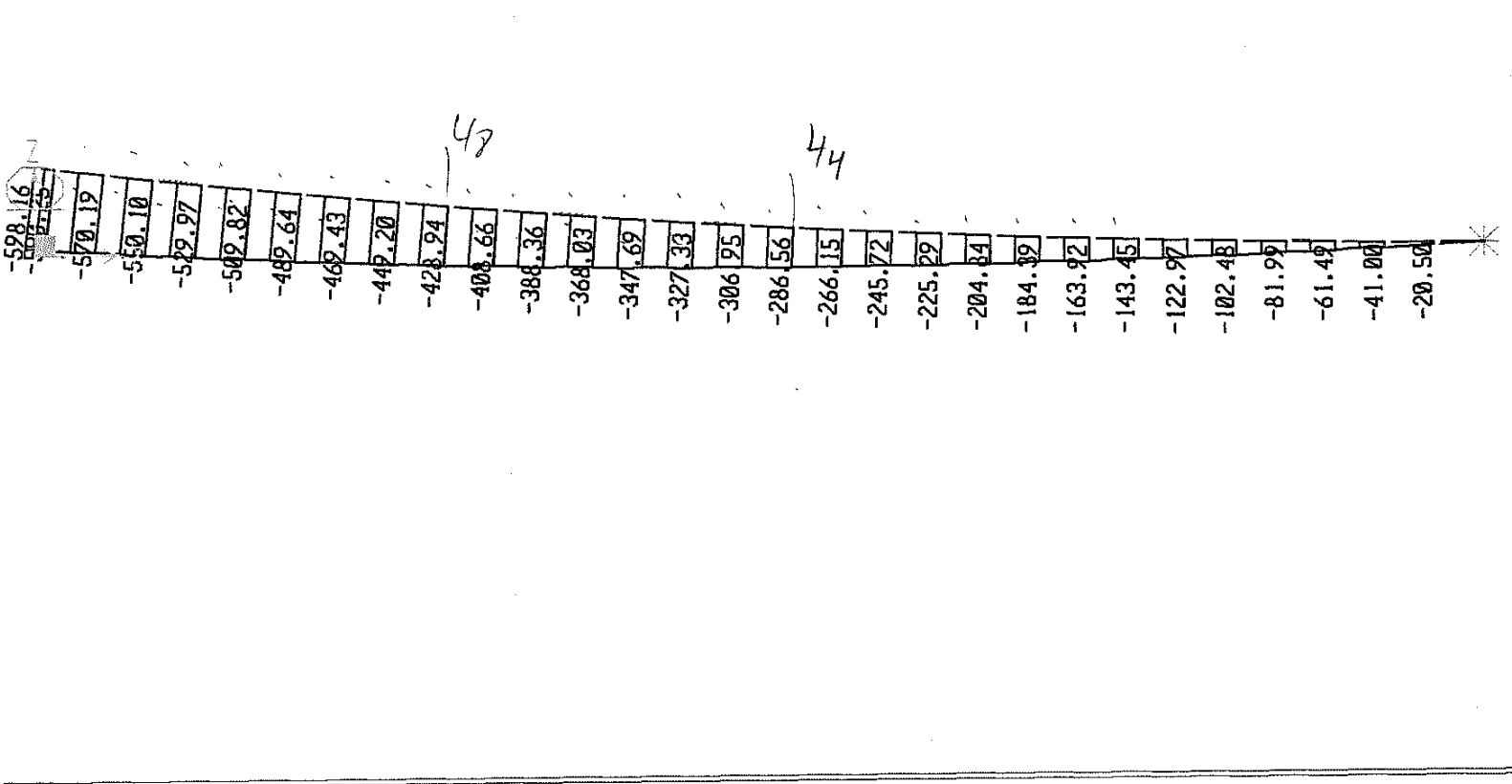
Cortantes debidos a peso propio



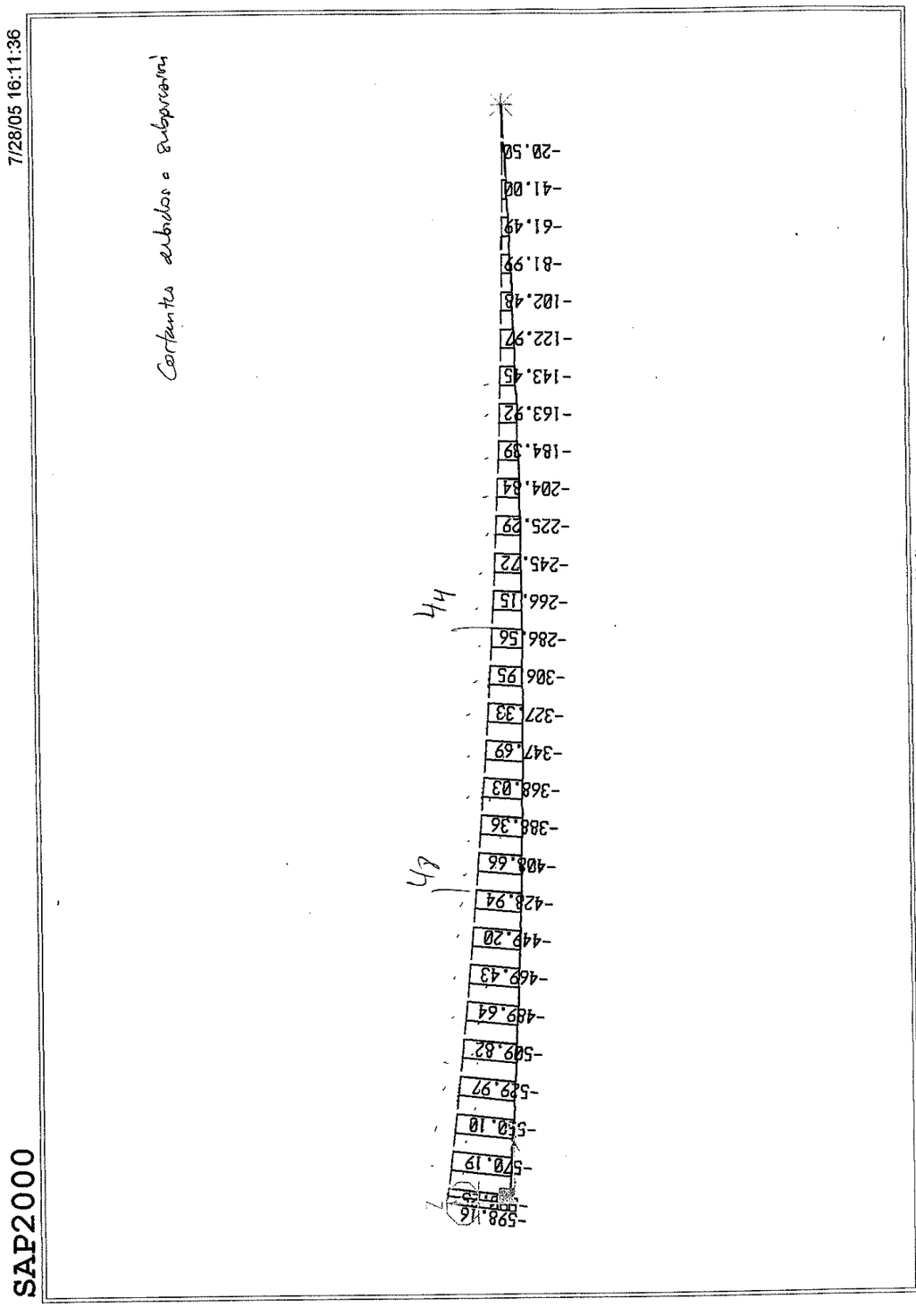
SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3I - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

SAP2000 7/28/05 16:11:36

Cortantes debidos a subpresión



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3I - Shear Force 2-2 Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units



12

Can Tunis 28/Julio-05

FLEXIÓN:

- E: $M_d = 1{,}00(1386{,}9) + 1{,}50(-2215) = 1935{,}6$ kN.m/m

  $n_d = 500$ kN/m

  $h = 2{,}70$ m

  $r = 0{,}10$ m

  Dimensionamiento con programas BASIC

  $A_s \geq 16{,}23$ cm²/m

  Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

  $A \geq 0{,}04\ A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 220 \cdot \frac{25/1{,}5}{434{,}80} = 33{,}73$ cm²/m

  Se dispone 2Ø32 1ømc = 2Ø32 16,08 = 21,59 cm²/m

  & cubre con Ø25 a 9 20 (24,545 cm²/m)

- 44: $M_d = 1{,}00(1055{,}04) + 1{,}50(-1713) = 1514{,}5$ kN.m/m

  $n_d = 500$ kN/m, $h = 2{,}00$ m, $r = 0{,}10$ m → $A_s \geq 13{,}13$ cm²/m

  & dispone 2Ø32 1Ø12 = 17,46 cm²/m

- 48: $M_d = 1{,}00(654{,}6) + 1{,}50(-1095) = 972{,}9$ kN.m/m

  $n_d = 500$ kN/m, $h = 1{,}70$ m, $r = 0{,}10$ m → $A_s \geq 8{,}50$ cm²

  Se disponen 11,305 cm²/m = 2ø cubre con Ø20 a 20

  (15,71 cm²/m)

  andando y decalando las barras deben llegar hasta

  $4{,}8375 - 1{,}70 - l_b = 0$ → las barras deben llegar hasta el apoyo.

NOTE BOOK

13

CORTANTES

- Apoyo: $V_d = 1,00(347,8) + 1,50(-598,2) = -549,5$ kN/m

$n_d = 500$ kN/m

$A_s = 15,71$ cm²/m (como mínimo) $h = 1,30$ m; $r = 0,10$ m

$A_s \geq 5,11$ cm²/m/m

$A_{s,min} = 0,02 \cdot b_0 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 8,33$ cm²/m/m ← se cubre con planos a 0,25 de 2 ganchos $\phi 10$ a 0,60 (8,72 cm²/m/m)

- DESVIACIÓN DE EMPUJE AL VACÍO.

Equilibrio: $T_d = A_s \cdot f_{yd} = U = 21,59 \cdot 10^{-4}$ m² · 434,80 MPa = 0,939 MN/m

A_s dism. de cada lado

$C_d = T_d + n_d = 0,939$ MN/m + 0,50 MN/m = 1,439 MN/m

Fuerzas de desviación

$f_d = \frac{C_d}{R} = \frac{1,439 \text{ MN/m}}{30,50 \text{ m}} = 0,0472$ MN/m/m

$A_s \geq \frac{f_d}{f_{yd}} = \frac{0,0472 \text{ MN/m/m}}{400 \text{ MPa}} = 1,795$ cm²/m/m

Muy bajo, queda cubierto con la armadura transversal dispuesta.

ARMADURA TRANSVERSAL

* Momentos flectores transversales por efecto POISSON.

¢: $n_d = 1925,6$ kN·m/m

$n_{d,\perp} = 0,20 \cdot 1935,6 = 387,12$ kN·m/m

$h = 2,20$ m → $A_s \geq 9,26$ cm²/m ← Muy bajo

L/4: $n_d = 1514,5$ kN·m/m

$n_{d,\perp} = 0,20 \cdot 1514,5 = 302,9$ kN·m/m

$h = 2,00$ m → $A_s \geq 3,69$ cm²/m ← muy bajo.

L/8: $n_d = 972,9$ kN·m/m

$n_{d,\perp} = 0,20 \cdot 9729 = 194,6$ kN·m/m

$h = 1,70$ m → $A_s \geq 2,81$ cm²/m ← muy bajo

* Cuantía geométrica mínima $\rho = 1,8 ‰$

$h = 2,20$ m → $A_s \geq 39,6$ cm²/m → 19,8 cm²/m en cada cara

cumpliendo barras a 0,20 → $A_s \geq 5,94$ cm²

→ 2 ϕ20 a 0,20 (30,9 cm²/m)

$h = 2,00$ m → $A_s \geq 36,0$ cm²/m → 18,0 cm²/m en cada cara

→ 2ϕ20 a 0,20

$h = 1,70$ m → $A_s \geq 30,6$ cm²/m → 15,3 cm²/m en cada cara

→ 2ϕ20 a 0,30 ó

ϕ25 a 0,30

* CORTANTE

* Confinamiento bielas hormigón

$V_{u1} = 6,0\ MN/m$ $(h = 1,30m)$

$V_d = 0,55\ MN/m$

$V_d = 0,55\ MN/m \leq \frac{1}{5} V_{u1} = 1,2\ MN/m$

$\Rightarrow s_t \leq 0,9 d = 0,90 \cdot 1,20 = 0,96m > 300mm \rightarrow s_t \leq 300mm$

* Limitación fisuración

$V_{su} = 250,9\ kN/m$

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

$(V_d - 3V_{su}) = (0,55 - 3 \times 0,25) \leq 0 \rightarrow s_t \leq 300mm$ (OK!)

b) Máximo flector positivo

Acciones:
- g_1: peso propio
- Reacción pantallas sobre contrabóveda
- Cargas permanentes g_2
- Tráfico

DETERMINACIÓN DEL EQUILIBRIO ESTÁTICO

Sumando las reacciones contra el terreno resulta que éste está totalmente comprimido

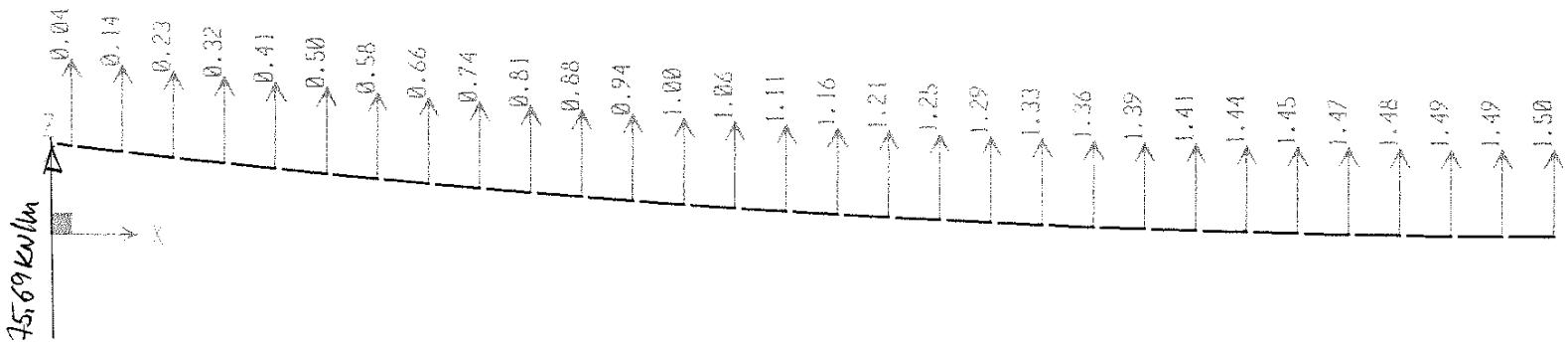
Archivo SAP | LOSAFE.SDB

Leyes de esfuerzos → ver páginas siguientes

COMBINACIÓN: $1,35\ g_1 + 1,50\ R_{pantallas} + 1,35\ g_2 + 1,5\ Tráfico$

SAP2000 7/28/05 16:52:18

Reacciones contra el terreno debidas a las cargas permanentes

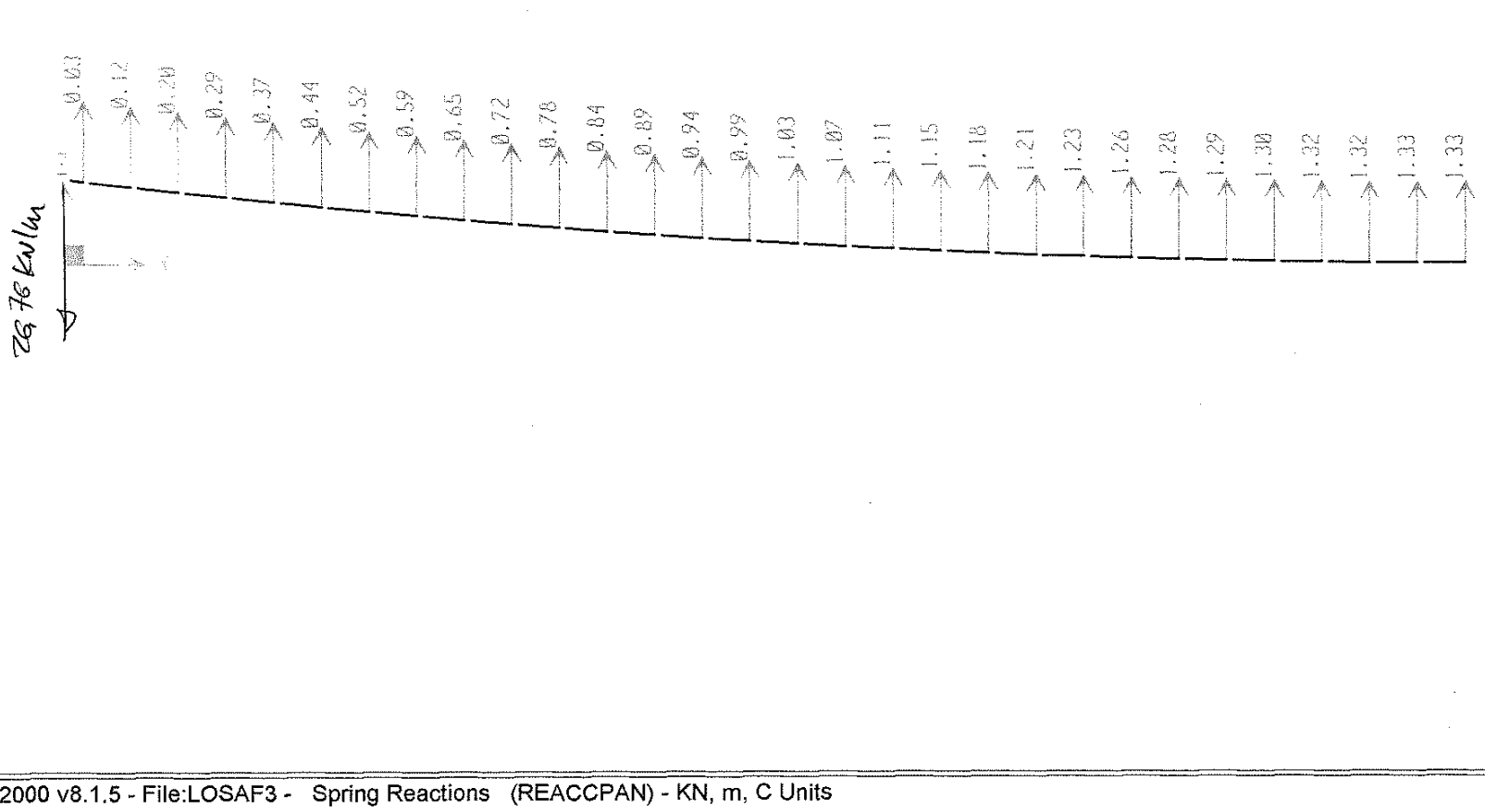


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Spring Reactions (g2) - KN, m, C Units

(g)

SAP2000 7/28/05 16:52:42

Reacciones contra el terreno debidas a la reacción de apoyo de las pantallas en la losa

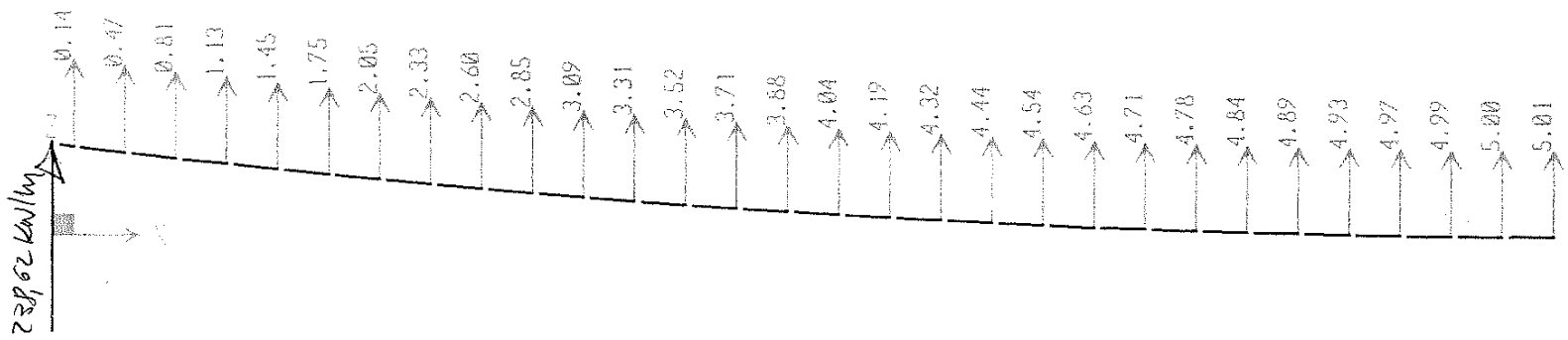


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Spring Reactions (REACCPAN) - KN, m, C Units

(q)

SAP2000 7/28/05 16:52:27

Reacciones contra el terreno debidas a la acción del tráfico en posición 1

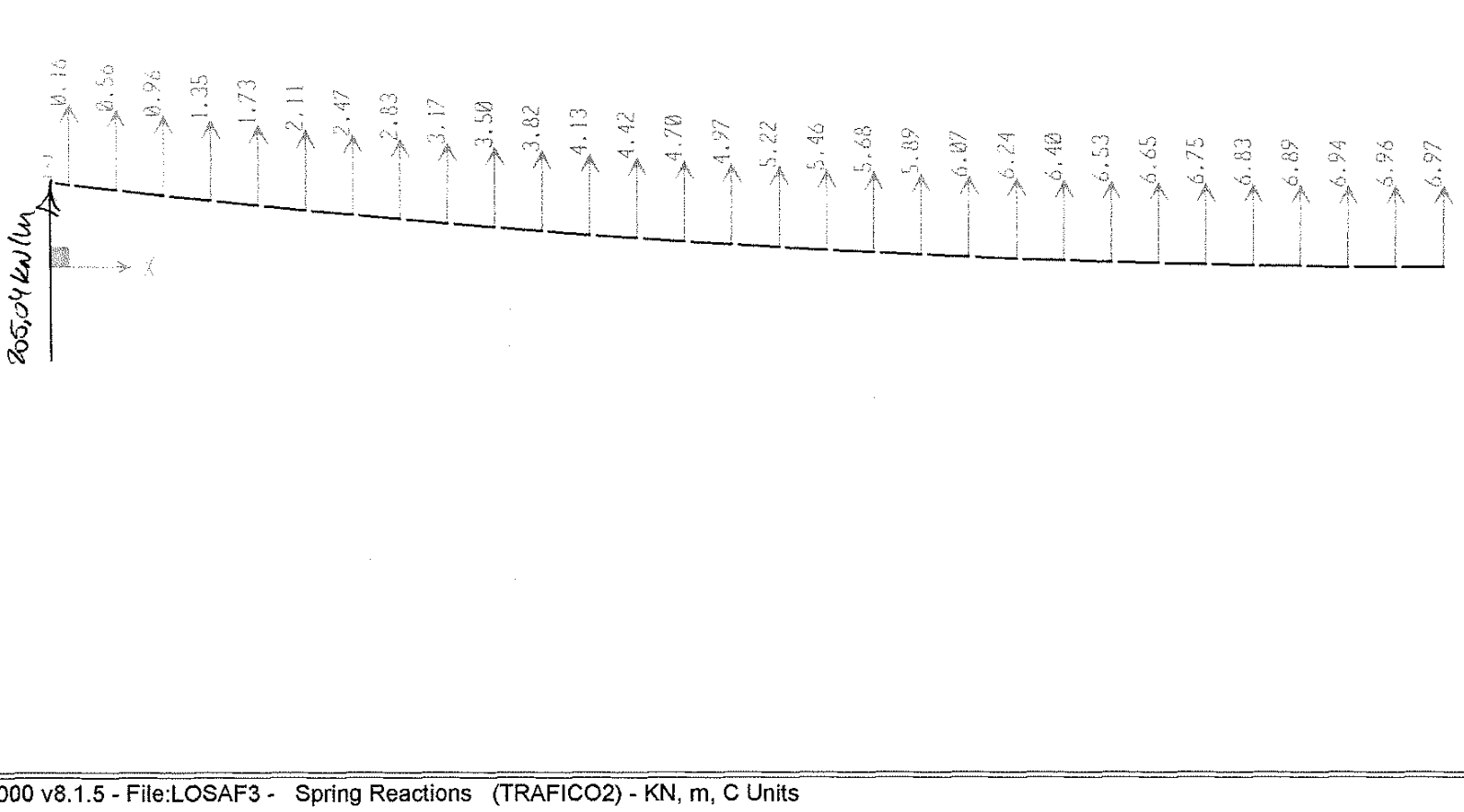


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Spring Reactions (TRAFICO1) - KN, m, C Units

(2)

SAP2000 7/28/05 16:52:34

Reacciones contra el terreno debidas a la acción del tráfico en posición 2.

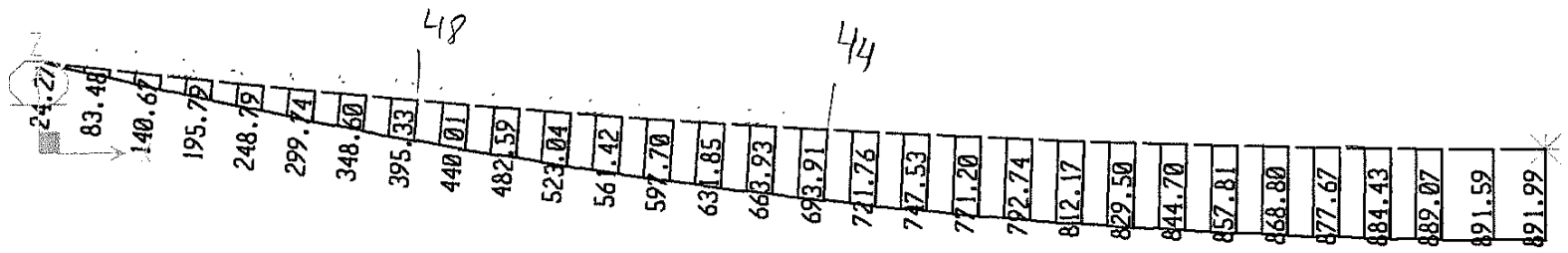


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Spring Reactions (TRAFICO2) - KN, m, C Units

(2)

SAP2000 7/28/05 16:55:44

Momentos flectores de peso propio.

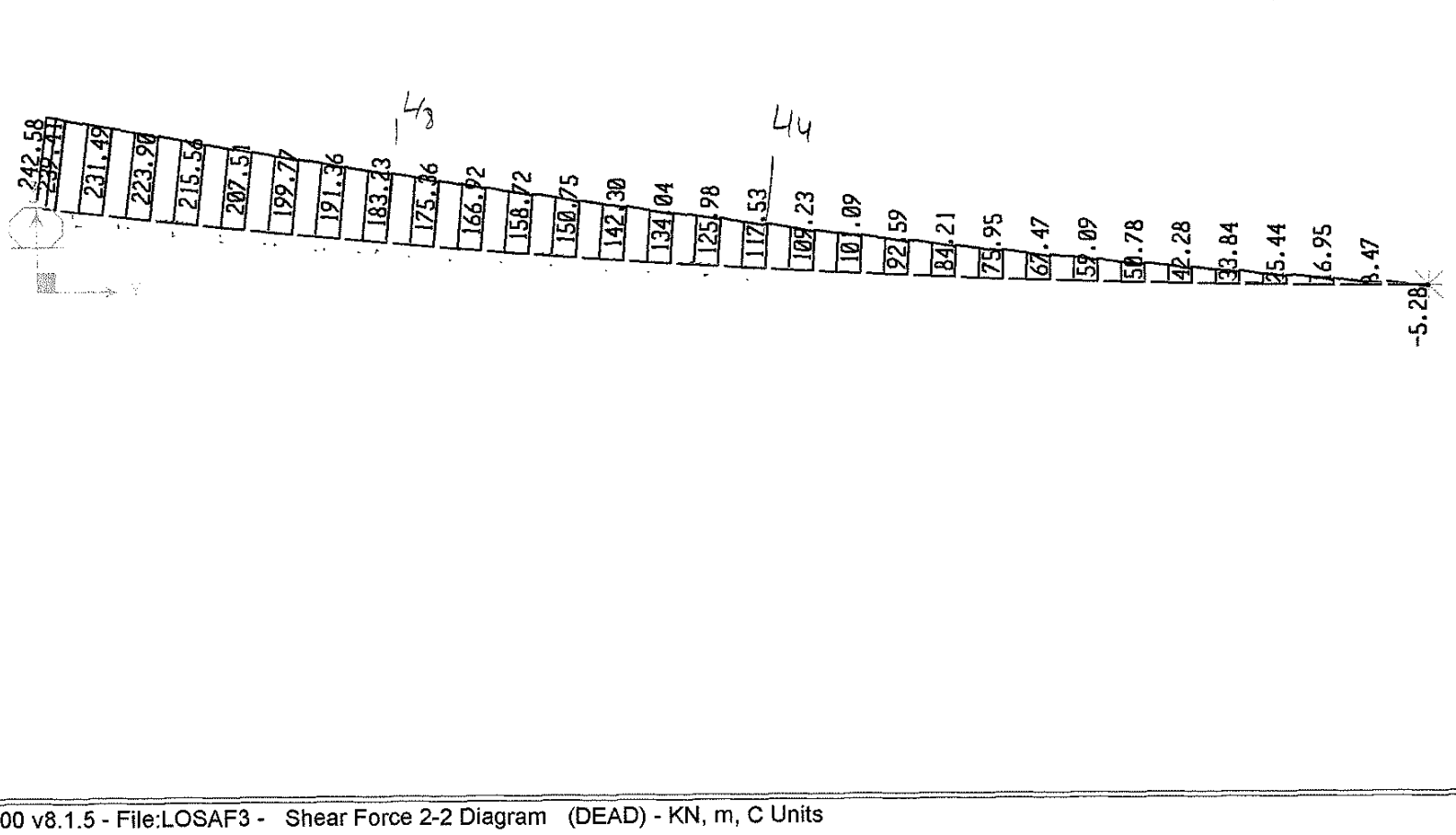


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Moment 3-3 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

(12)

SAP2000 7/28/05 16:55:54

Cortantes de peso propio.

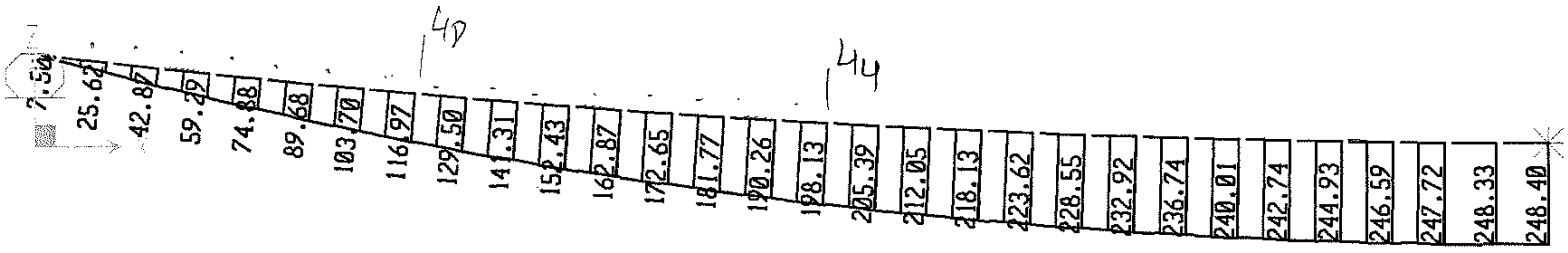


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

(23)

SAP2000 7/28/05 16:56:34

Momentos flectors de cargas permanentes

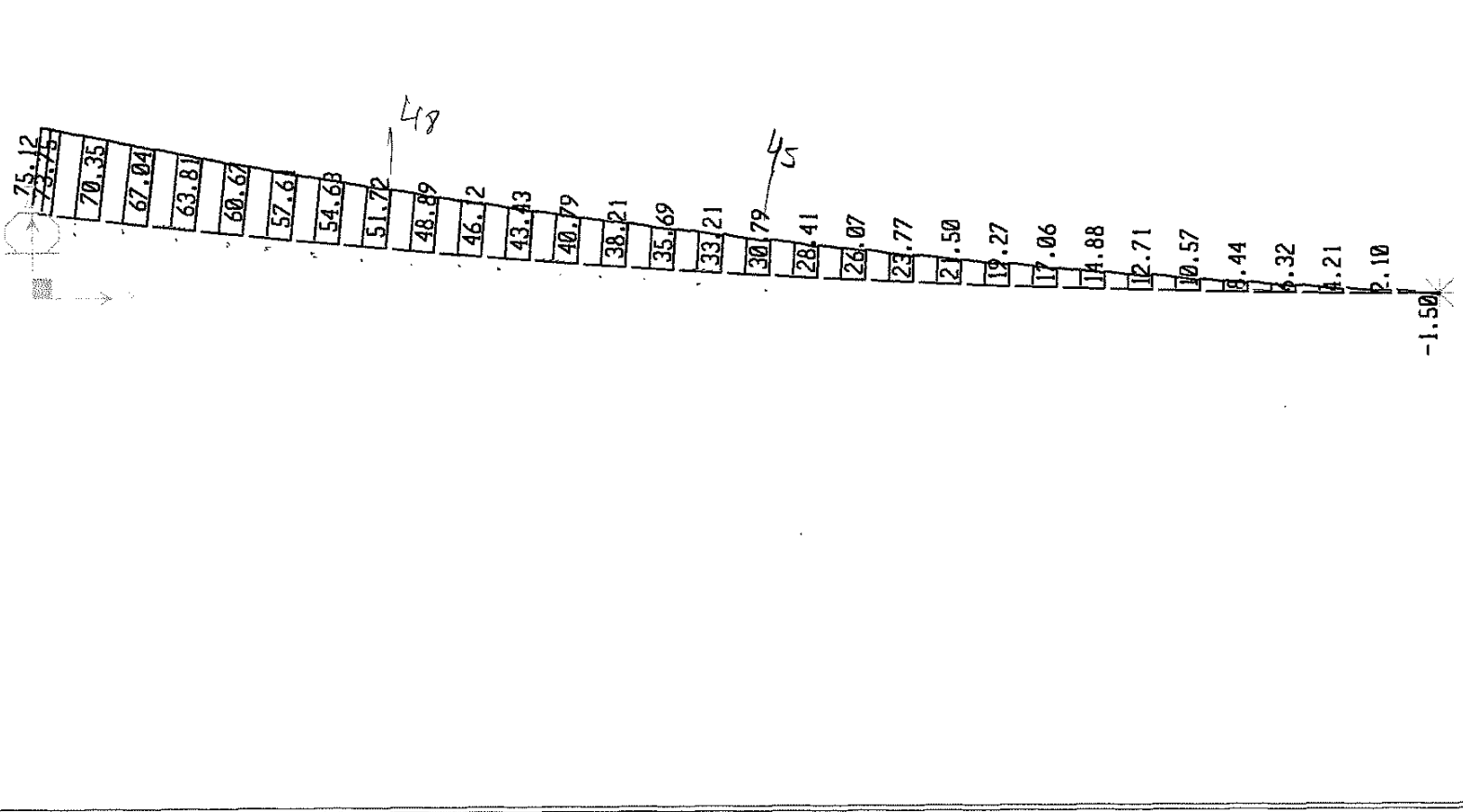


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Moment 3-3 Diagram (g2) - KN, m, C Units

(21)

SAP2000 7/28/05 16:56:41

Cortantes de las cargas permanentes

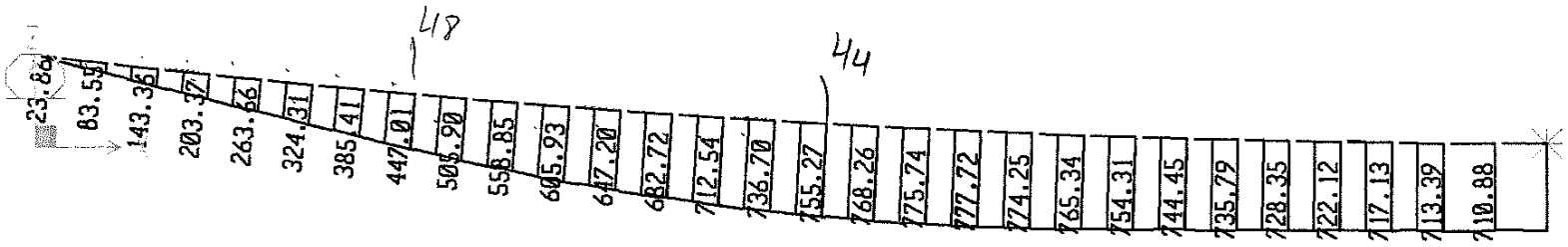


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Shear Force 2-2 Diagram (g2) - KN, m, C Units

(22)

SAP2000 7/28/05 16:56:50

Momentos flectores del tráfico en posición 1

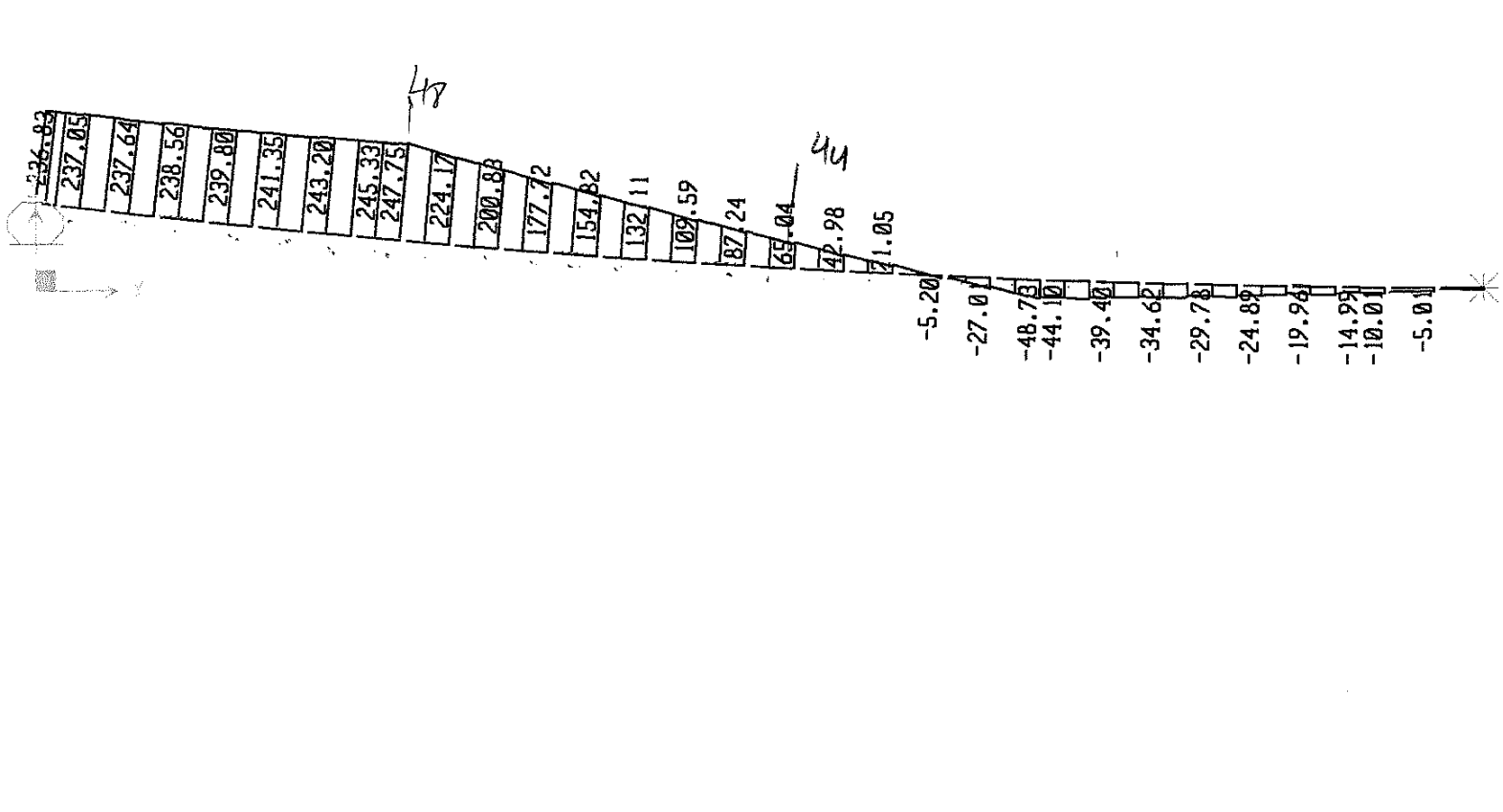


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO1) - KN, m, C Units

(72)

SAP2000 7/28/05 16:56:56

Cortante del tráfico en posición 1

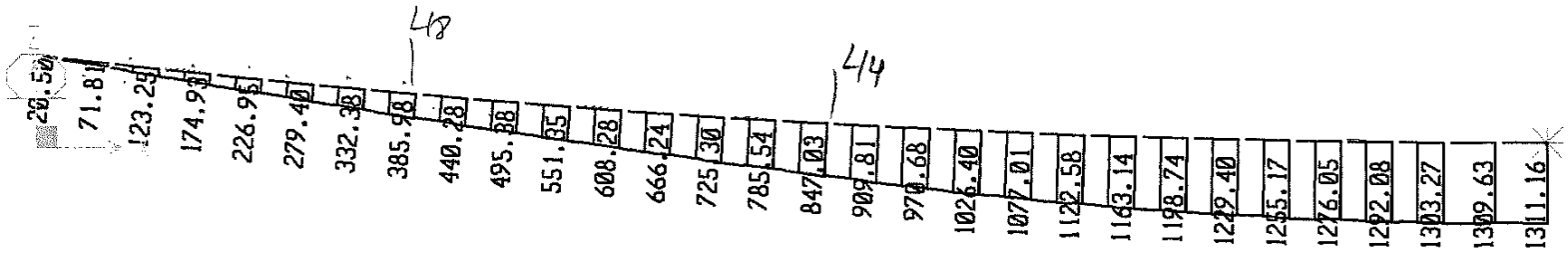


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO1) - KN, m, C Units

(73)

SAP2000 7/28/05 16:57:05

Momentos flectores de traitio en
porción 2



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO2) - KN, m, C Units

(82)

SAP2000 7/28/05 16:57:13

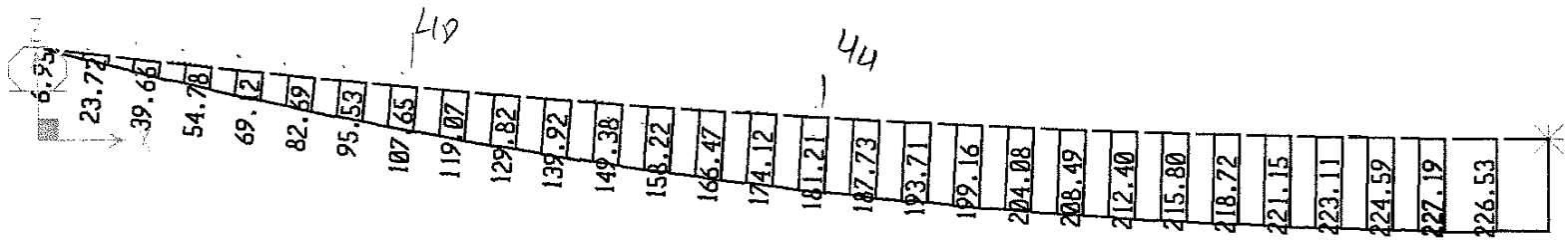
cortantes de traitio en
porción 2

SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO2) - KN, m, C Units

(79)

SAP2000 7/28/05 16:57:25

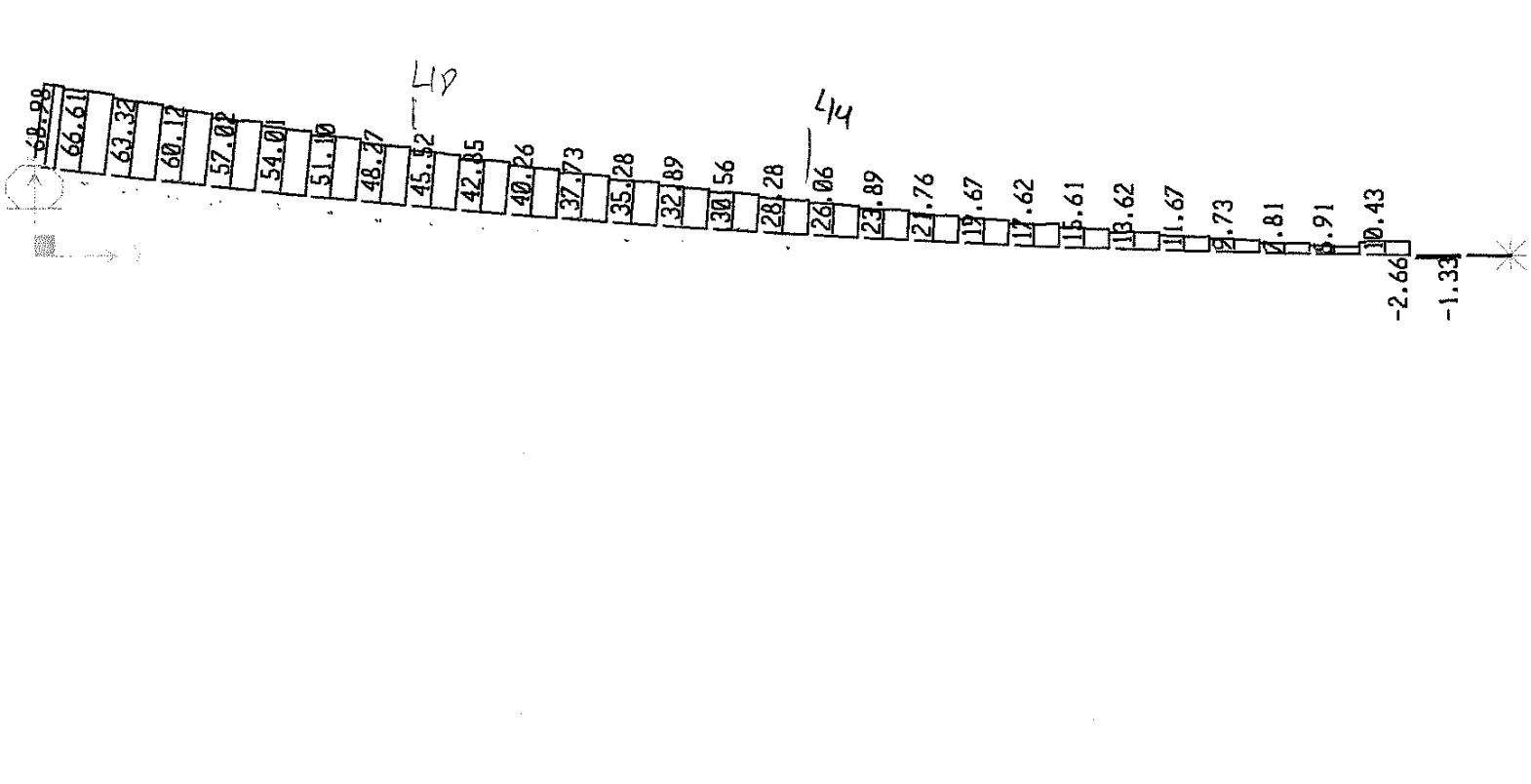
Momentos flectores deudores al apoyo de las pantallas en la losa



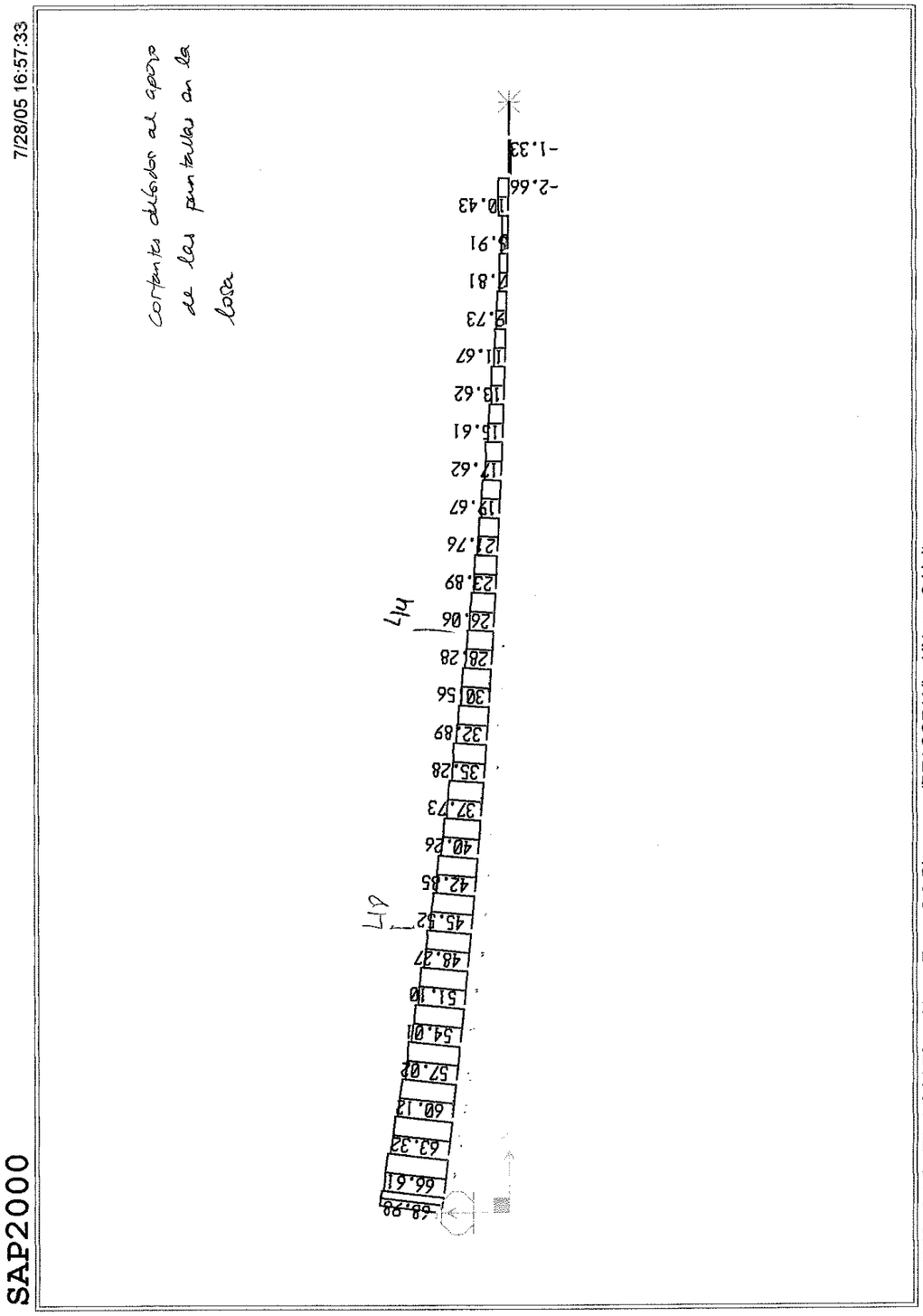
SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Moment 3-3 Diagram (REACCPAN) - KN, m, C Units

SAP2000 7/28/05 16:57:33

Cortantes deudores al apoyo de las pantallas en la losa



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF3 - Shear Force 2-2 Diagram (REACCPAN) - KN, m, C Units



(31)

Can Tunis 28-julio-05

FLEXIÓN:

- ℄ $md = 1,35(892 + 248.40) + 1,50(1311,2 + 227) = 3846.8$ KN.m/m

  $md = 780$ KN/m (℄ Concomitante)

  $As \geq 35.96$ cm²/m ↑ h = 2,20m

  Obs: Tomando el axil mínimo de apoyo de las puntales en la losa

  $md = 500$ KN/m

  con lo cual $md = 1,35(892 + 248.40) + 1,50(1311,2 + \frac{500}{780} 227) =$

  $= 3775$ KN.m/m

  $As \geq 37,43$ cm²/m

  Resultan bastante restrictivas → se afina el cálculo

- L/4 $md = 1,35(693,91 + 198,13) + 1,50(847,03 + 181,21) = 2746,6$ KN m/m

  $md = 780$ KN/m

  $As \geq 26,21$ cm²/m ↑ h = 2,00m

  Obs: Tomando el axil mínimo de apoyo de las puntales en la losa

  $md = 500$ KN/m

  con lo cual $md = 1,35(693,91 + 198,13) + 1,50(847,03 + \frac{500}{780} 181,21)$

  $md = 2649,01$ KN.m/m

  $As \geq 27,96$ cm²/m

(32)

NOTE BOOK

· $\mathcal{L}_p$ $\quad m_d = 1,35(395,33 + 116,97) + 1,50(447,01 + 107,7) =$

$= 1523,7$ KN.m/m

$m_d = 780$ KN/m

$A_s \geq 13,89$ cm²/m

$\mathcal{L}_h = 1,7$ m

Obs: Tomando el axil mínimo de apoyo de las pantallas en la losa

$m_d = 500$ KN/m

con lo cual $m_d = 1,35(395,33 + 116,97) + 1,50(447,01 + \frac{500}{780} 107,7) =$

$= 1465,7$ KN.m/m

$A_s \geq 16,17$ cm²/m

Obs: Considerando una subpresión en 50% en la pretista (del lado seguro) la hipótesis anterior es excesivamente restrictiva

El terreno contiguo estando totalmente comprimido en E.L.S.

En ℄ $m_{d,pw} = 0,50 \cdot 1415 = 707,5$ KN.m/m

con lo cual $m_d = 3846,8 - 707,5 = 3139,3$ KN.m/m

$m_d = 780$ KN/m

$A_s \geq 27,78$ cm²/m

Tomando la reacción mínima de apoyo de las pantallas en la losa

$m_d = 3725 - 707,5 = 3017,5$ KN.m/m

$m_d = 500$ KN/m

$A_s \geq 29,26$ cm²/m ← SE DISPONE ESTE ARMADO

Φ20 c 0.10

ARMADURA TRANSVERSAL

· Momentos flectores transversales por efecto POISSON

℄: $m_d = 3846,8$ KN.m/m

$m_{d,\perp} = 0,20 \cdot 3846,80 = 769,36$ KN.m/m

$h = 2,20$ m → $A_s \geq 8,51$ cm²/m

$\mathcal{L}_h$ $m_d = 7746,6$ KN.m/m

$m_{d,\perp} = 0,20 \cdot 7746,6 = 549,32$ KN.m/m

$h = 2,00$ m; → $A_s \geq 6,72$ cm²/m

$\mathcal{L}_p$ $m_d = 1523,7$ KN.m/m

$m_{d,\perp} = 0,20 \cdot 1523,7 = 304,74$ KN.m/m

$h = 1,7$ m, → $A_s \geq 4,416$ cm²/m

Cuantía geométrica mínima $\rho = 1,8$ ‰

$h = 2,20$ m $\quad A_s \geq 39,6$ cm²/m → 19,80 cm²/m en cada cara

Se cubre con 2Φ20 a 0,30 (20,95 cm²/m)

$h = 2,00$ m $\quad A_s \geq 36,0$ cm²/m → 18,0 cm²/m en cada cara

Se cubre con 2Φ20 a 0,30

$h = 1,7$ m $\quad A_s \geq 30,60$ cm²/m → 15,30 cm²/m en cada cara

Se cubre con 2Φ20 a 0,30 o ΦTc a 0,30

CORTANTE

- Apoyo: $V_d = 1{,}35(242{,}6 + 75{,}12) + 1{,}50(236{,}8 + 69)$

$V_d = 887{,}62$ kN/m $u_d = 780$ kN/m

$A_s = 31{,}42$ cm²/m

$A_d \geq 9{,}84$ cm²/m/m

$A_{d,min} = 8{,}33$ cm²/m/m = 1 c φ10 a 0,30 x 0,60 = 8,722 cm²/m/m

Tomando el cortante a 1 canto útil del apoyo (a ½ canto útil, del lado seguro)

$V_d = 1{,}35(223{,}90 + 67{,}04) + 1{,}50(238{,}6 + 60{,}12) = 840{,}85$ kN/m

$u_d = 780$ kN/m

$A_s = 31{,}42$ cm²/m

$A_d \geq 8{,}86$ cm²/m ← a cubrir con 1 c φ10a 0,30 x 0,60.

Obs. Tomando $u_d = 500$ kN/m

$V_d = 1{,}35(223{,}90 + 67{,}04) + 1{,}50\left(238{,}6 + \frac{500}{780} 60{,}12\right) = 808{,}5$ kN/m

$u_d = 500$ kN/m

$A_s = 31{,}42$ cm²/m

$A_d \geq 9{,}34$ cm²/m/m ← a aumentar ligeramente el armado en los extremos.

CORTANTE Limitaciones en la separación de cercos

* Por confinamiento del hormigón:

$V_{u1} = 6{,}0$ MN/m

$V_d = 0{,}89$ MN/m

$V_d \leq \frac{1}{2} V_{u1} = 2{,}20$ MN/m ⇒ $s_t \leq 0{,}80 d = 0{,}80 \cdot 1{,}20 = 0{,}96$ m ≠ 300mm

$s_t \leq 300$mm

* Limitación por fracción controlada

$V_{u1} = [0{,}10 \cdot \xi (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0{,}15 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_0 \cdot \beta$

$d = 1{,}20 \quad \xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1{,}408$

$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{15{,}71 \cdot 10^{-4}}{1{,}00 \cdot 1{,}20} = 0{,}0013\,1$

$f_{ck} = 25$ MPa

$\sigma'_{cd} = \frac{n_d}{b_0 d} = \frac{0{,}500 \text{ MN/m}}{1{,}00 \cdot 1{,}20 \text{m}} = 0{,}4167$ MN/m

$\beta = 1{,}0$ ($\theta = \theta_e = 45°$)

Sustituyendo valores

$V_{u1} = [0{,}10\ 1{,}408\ (100 \cdot 0{,}0013 \cdot 25)^{1/3} - 0{,}15\ 0{,}4167] \cdot 1{,}20\ 1{,}00 \cdot 1{,}00 =$

$= 325{,}9$ kN/m

con lo cual $[V_d - 3 V_{u1}] = [0{,}89 - 3 \cdot 0{,}3259] \leq 0$

$s_t \leq 300$ mm

OK!

PANDEO ETHE:

$$\frac{ETHE + EA\,95}{L}$$ Piezas de sección variable

$I_{max} = \frac{1}{12} 2{,}70^3 \cdot 1{,}00 = 0{,}8873\ m^4/m$

$I_{min} = \frac{1}{12} 4{,}30^3 \cdot 1{,}00 = 0{,}8331\ m^4/m$

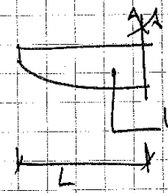
$v = \sqrt{\frac{I_{min}}{I_{max}}} = 0{,}45$

Variación parabólica del canto (es lo más similar)

$c = 0{,}81$ (Interpolando linealmente)

Am: Valor medio a lo largo de la pieza

$A_m = \frac{V}{L} = \frac{13{,}98}{7{,}35} = 4{,}902\ m^2$



$V = 13{,}98\ m^3/m$

$L = 7{,}35\ m$

con lo cual $i = \frac{\sqrt{c \cdot I_{max}}}{A_m} = \frac{\sqrt{0{,}81 \cdot 0{,}8873}}{4{,}902\ m^2} = 0{,}4457\ m$

Esbeltez mecánica de la pieza

$L_0 = \beta L = 14{,}70\ m$

$i = 0{,}4457\ m$

$\lambda = \frac{L_0}{i} = \frac{14{,}70\ m}{0{,}4457\ m} = 32{,}98 < 35$

No es necesario considerar efectos de 2º orden (EHE)

DEFINICIÓN DE LA ÚLTIMA BIELA DE CORTANTE.

a) Hipótesis de máximo flector negativo

$V_d = 550\ kN/m$

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}550\ kN/m}{434{,}80\ MPa} = 12{,}65\ cm^2/m$

Se cubre con la armadura dispuesta

b) Hipótesis de máximo flector positivo

$V_d = 888\ kN/m$

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}888\ MN/m}{434{,}80\ MPa} = 20{,}42\ cm^2/m$

Se cubre con la armadura dispuesta ($24{,}545\ cm^2/m$).

CIMENTACIÓN DE LA REACCIÓN (EXTREMO)

$V_d = 888\ kN/m$

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}888\ MN/m}{400\ MPa} = 22{,}2\ cm^2/m$

2 planos de 1 c ϕ 20 a 0,60 ($20{,}95\ cm^2/m$ $\varepsilon - 5\%$) OK

CIMENTACIÓN DE LA REACCIÓN (TIRO)

(1) tracciones hacia interiores

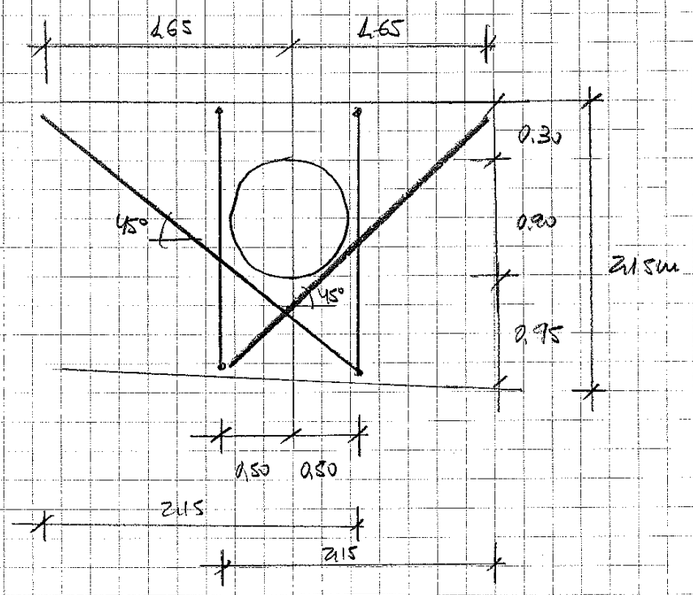
(2) tracciones hacia exteriores

(1) $V_d = 365\ kN/m$ (2) $V_d = 136\ kN/m$

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}365\ MN/m}{400\ MPa} = 9{,}125\ cm^2/m$

Se cubre con 2 c ϕ16 a 0,60 $A_s = 13{,}41\ cm^2/m$

CORTANTE QUE DEBE PASAR POR FLEXIÓN LOCAL



↓ cuando se traccionan las fibras superiores

Acción de la subpresión: la acción de la subpresión provoca problemas hacia el apoyo, no hace falta transmitir cortantes globales mediante flexiones locales.

↳ Se debe dimensionar la losa a flexotracción

$T_d = U = A_s \cdot f_{yd} = 21.59 \cdot 10^{-4} m^2 \cdot 434.80 MPa = 0.939 MN/m$

$q_d = 1.35(g_1 + g_2) + 1.50(\text{tráfico}) = 1.35(7.5 + 14.4) + 1.50(105) = 187.07 \; KN/m$

$m_d = \frac{q_d \cdot l^2}{12} = \frac{187.07 \cdot 0.9^2}{12} = 12.63 \; KN \cdot m/m$

NOTE BOOK

$m_d = 12.63 KN \cdot m/m$ | $A_s = 12.61 cm^2/m$

$n_d = -939 KN/m$ | $A_s' = 8.98 cm^2/m$ (*)

$A_s = 12.61 cm^2/m$

Se cubre con $\Phi 20$ a 0,20 ($15.71 cm^2/m$)

↓ Cuando se traccionan las fibras inferiores

Acciones: $g_1 + g_2 +$ tráfico

$q_d = 1.35(7.5 + 14.4) + 1.50(105) = 187.07 KN/m$

- Momento de empotramiento

$m_d = \frac{q_d \cdot l^2}{12} = \frac{187.07 \cdot 0.9^2}{12} = 12.63 \; KN \cdot m/m$

- $C_d = U = n_d = A_s \cdot f_{yd} + n_d = 21.42 \cdot 10^{-4} \cdot 434.80 + \underbrace{0.50 \; MN/m}_{n_d, min} = 1.466 MN/m$

- Cortantes globales:

debe poder un cortante de:

$V_d = 1.65 \cdot q_d = 1.65 \; 187.07 = 308.67 KN/m$

Reparto proporcional a las inercias

superior $I = \frac{1}{12} a 30^3 = 0.00225 m^4/m$ ← 3% ← se desprecia

inferior $I = \frac{1}{12} 0.95^3 = 0.0714 \; m^4/m$ ← 97%

dimensionamiento tabla superior

$m_d = 12.63 KN \cdot m/m$

$n_d = 1.466 KN/m$ → $A_s \geq 0.0$ — no hace falta armadura

NOTE BOOK

dimensionamiento tabla inferior.

$md = \frac{qd \cdot \ell}{2} = \frac{208,7\ kN/m \cdot 0,90\ m}{2} = 138,90\ kN \cdot m/m$

$nd = Td = U = As \cdot fyd = 21,42 \cdot 10^{-4} \cdot 434,8\ MPa = 1,366\ MN/m$ ← ☐ →

dimensionamiento en flexotracción con programa BASIC

$nd = 138,9\ kN \cdot m/m$
$nd = 1366\ kN/m$ ← ☐ →
$h = 0,95m \quad b = 1,00; \quad r = 0,07m$

} $A_s = 19,65\ cm^2/m$
$A_s' = 4,76\ cm^2/m$

Si cubre con 4 ϕ 25 pmd

Si dispone ϕ25 a 0,20 ($24,545\ cm^2/m$)

Lb ϕ25, I = $15 \cdot 25^2 = 93,75\ m$

longitud total: $93,75 \times 2 + 0,90 = 777,5\ cm \cong 300\ cm$

Si disponen barras de 3,00 m centradas

(41)

NOTE BOOK

CORTANTES LOSETAS

1 · Tabla superior (Hilera superior trabajando – global)

$Vd = \frac{qd \cdot \ell}{2} = \frac{187,07 \cdot 0,9}{2} = 84,18\ kN/m$

$nd = 939\ kN/m$

$As = 24,545\ cm^2/m$ (como mínimo ϕ25 a 0,20)

dimensionamiento con programa BASIC

No puede contar con la contribución del hormigón a cortante, todo el cortante debe soportarse con armadura

$Vd = 84,18\ kN/m$

$\alpha = 90° \rightarrow \text{sen} = 1,0$
$\cot g = 0,0$

$\theta = 45° \rightarrow \cot g = 1,0$

$V_{su} = z \cdot \text{sen}\alpha\,(\cot g\alpha + \cot g\theta)\, A_\alpha \cdot fyd$

$A_\alpha \geq \frac{Vd}{z \cdot fyd} = \frac{0,0842\ MN/m}{0,207m \cdot 400\ MPa} = 10,17\ cm^2/m/m$

$z = 0,9d = 0,9 \cdot 0,23 = 0,207m$

Si cubre con planos a 0,20 de 2 ganchos ϕ10 a 0,60

($A_\alpha = 13,09\ cm^2/m/m$) (OK!)

· Tabla superior (Hilera superior comprimida – global)

$Vd = 84,18\ kN/m$
$nd = 1866\ kN/m$
$As = 24,545\ cm^2/m$

} – $A_\alpha = 0,0$ ← no hace falta armadura de cortante.

(42)

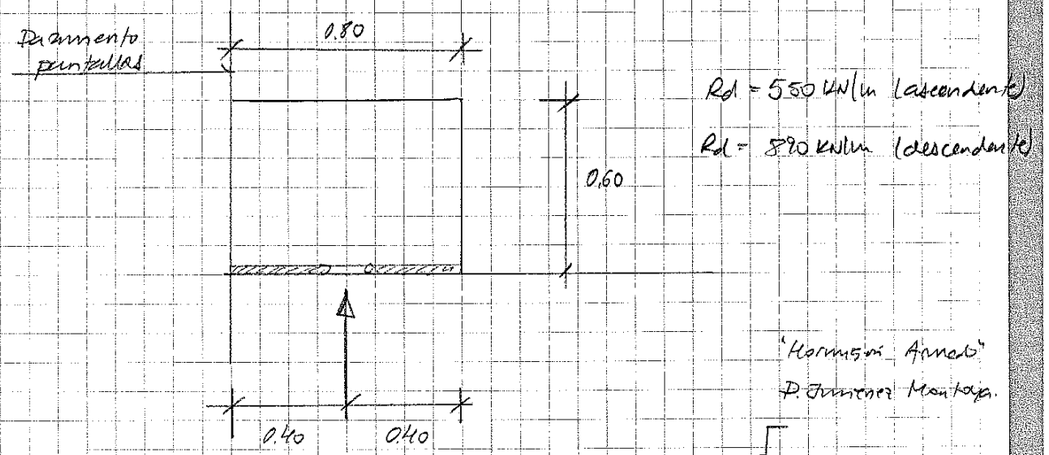
NOTE BOOK

1ij Tabla inferior

h = 0.95; l = 0.90 — funciona como viga de gran canto. Las bielas de cortante pasan directamente a los apoyos — no hace falta armadura de cortante

CONEXIÓN:

Apoyo en ménsulas cortas.



Dimensionamiento como ménsula corta (Método AEI)

1ij Armadura de flexión

Rd = 890 kN/m ← la dimensiona para el máximo.

e = 0.40m

md = Rd · e = 890 · 0.40 = 356 kN·m/m

z = 0.80d = 0.80 · 0.50 = 0.40m

$u = d = \frac{md}{z} = \frac{0.356\ kN \cdot m/m}{0.40m} = 0.89\ MN/m$

$A_f \geq \frac{u}{f_{yd}} = \frac{0.89\ MN/m}{400\ MPa} = 22.25\ cm^2/m$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0.04 \cdot 0.60 \frac{25/1.50}{400} = 10\ cm^2/m$ ← Se cubre sobradamente.

iii) Armadura necesaria por cortante

$$A_0 \geq \frac{F_{vd}}{n \cdot f_{yd}} = \frac{0{,}890\ MN/m}{1{,}00 \cdot 400\ MPa} = 22{,}25\ cm^2/m$$

iii) Limitación sobre tensión rasante máxima

$$\tau_d = \frac{F_{vd}}{b_0 \cdot d} \leq 0{,}25 f_{cd}$$

$$\tau_d = \frac{0{,}890\ MN/m}{1{,}00 \cdot 0{,}50 m} = 1{,}78\ MPa \leq 0{,}25 \cdot \frac{25}{1{,}5} = 4{,}17\ MPa$$

iv) Armadura necesaria para esfuerzos horizontales

$A_h = 0{,}00\ cm^2/m$

Dimensionamiento:

$A_1 = A_0 + A_h = 22{,}25\ cm^2/m$

$A_2 = \frac{1}{5} A_1 + A_h = 1{,}50 \cdot 22{,}25\ cm^2/m = 33{,}375\ cm^2/m$

como $A_2 > A_1 \rightarrow$

- armadura principal: $A_1 = A_1 + A_h = 22{,}25\ cm^2/m$
- armadura secundaria: $A_2 = \frac{1}{2} A_1 = 11{,}125\ cm^2/m$

Como sólo se puede tender en talud se dispondrá, en total

$A_1 + A_2 = 22{,}25 + 11{,}125 = 33{,}375\ cm^2/m$

se dispone $\phi 25$ a 0,15 ($32{,}73\ cm^2/m$ $\varepsilon = 2\%$).

Cuelgue de la reacción:

$R_d = 0{,}890\ MN/m$

$$A_s \geq \frac{R_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}890\ MN/m}{400\ MPa} = 22{,}25\ cm^2/m$$

↕ 7 ϕ 20 p/m

Si dispone 2 ramas ϕ 20 a 0,30

$A_s = 20{,}95\ cm^2/m$ ($\varepsilon = 5{,}0\%$ y el cálculo es conservador 8K!)

Cuelgue de la ménsula:

$T_d = 0.890$ MN/m

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0.890 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 22.25 \text{ cm}^2/\text{m}$

↑ 7φ20 p/m

Se disponen 2 ramas φ20 a 0,30

$A_s = 20.95 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\varepsilon = 5.0\%$) y el cálculo es conservador (OK!)

iij Armadura necesaria por cortante

$A_0 \geq \frac{F_{rd}}{\nu_1 \cdot f_{yd}} = \frac{0.890 \text{ MN/m}}{1.00 \cdot 400 \text{ MPa}} = 22.25 \text{ cm}^2/\text{m}$

iij) Limitación sobre tensión rasante máxima

$\tau_d = \frac{F_{rd}}{b_0 \cdot d} \leq 0.25 f_{cd}$

$\tau_d = \frac{0.890 \text{ MN/m}}{1.00 \cdot 0.50 \text{ m}} = 1.78 \text{ MPa} \leq 0.25 \cdot 25/1.5 = 4.17 \text{ MPa}$

iij) Armadura necesaria para esfuerzos horizontales

$A_h = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

Dimensionamiento:

$A_{01} = A_0 + A_h = 22.25 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{02} = \frac{1}{5} A_1 + A_h = 4.50 \cdot 22.25 \text{ cm}^2/\text{m} = 33.375 \text{ cm}^2/\text{m}$

como $A_{02} > A_{01}$ →

- armadura principal: $A_1 = A_1 + A_h = 22.25 \text{ cm}^2/\text{m}$
- armadura secundaria: $A_2 = \frac{1}{2} A_1 = 11.125 \text{ cm}^2/\text{m}$

Como sólo se puede apuntar un tablero se dispondrá en total

$A_1 + A_2 = 22.25 + 11.125 = 33.375 \text{ cm}^2/\text{m}$

a disponer φ25 a 0,15 ($32.73 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\varepsilon = 2\%$).

iii) Armadura necesaria por cortante.

$$A_{sw} \geq \frac{F_{vd}}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{0{,}890\ MN/m}{1{,}00 \cdot 400\ MPa} = 22{,}25\ cm^2/m$$

iii) Limitación sobre tensión rasante máxima

$$\tau_d = \frac{F_{vd}}{b_0 \cdot d} \leq 0{,}25 f_{cd}$$

$$\tau_d = \frac{0{,}890\ MN/m}{1{,}00 \cdot 0{,}50 m} = 1{,}78\ MPa \leq 0{,}25 \cdot \frac{25}{1{,}5} = 4{,}17\ MPa$$

iv) Armadura necesaria por esfuerzos horizontales

$A_{sh} = 0{,}00\ cm^2/m$

Dimensionamiento:

$A_s = A_{sv} + A_{sh} = 22{,}25\ cm^2/m$

$A_{sb} = \frac{1}{5} A_{sf} + A_{sh} = 1{,}50 \cdot 22{,}25\ cm^2/m = 33{,}375\ cm^2/m$

como $A_{sb} > A_s \Rightarrow$

- armadura principal: $A_1 = A_{sf} + A_{sh} = 22{,}25\ cm^2/m$
- armadura secundaria: $A_2 = \frac{1}{2} A_{sf} = 11{,}125\ cm^2/m$

Como sólo se puede ejecutar un tablero se dispondrá, en total

$A_1 + A_2 = 22{,}25 + 11{,}125 = 33{,}375\ cm^2/m$

se dispone $\phi 25$ a 0,15 ($33{,}72\ cm^2/m$ $\varepsilon = 2\%$).

Cuelgue de la reacción

$R_d = 0{,}890\ MN/m$

$$A_s \geq \frac{R_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}890\ MN/m}{400\ MPa} = 22{,}25\ cm^2/m$$

$7\phi 20$ p.m.l.

Se disponen 2 ramas $\phi 20$ a 0,30

$A_s = 20{,}95\ cm^2/m$ ($\varepsilon = 5{,}0\%$) y el cálculo es conservador

CONTRABÓVEDA ANCHO VARIABLE

III) Tramo Transición y fase 1 del cruce B-A Tramo 3

→ 706+400 a 706+437,20

- L_{max} = 16,11m ≃ 16,15m
- Profundidad

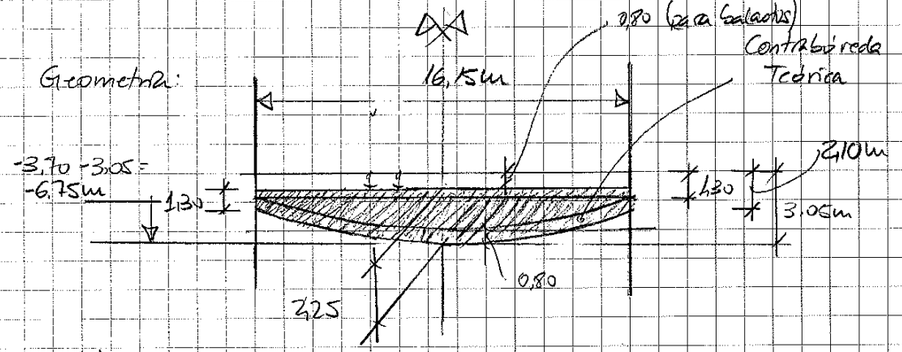
Cota carril: PK = 706+437,20

Vertical en 705+944,000 ΔPK = 493,2 m

$\Delta Z = \Delta PK \cdot i = 493,2m \cdot \frac{1,432}{100} = 7,063m$

$Z_{carril} = 3,365 - 7,063 = -3,698 \simeq -3,70m$

Geometría:



Máxima profundidad −6,75m

altura de agua sobre la contrabóveda con NF a la cota +2,100m

h = 8,75m (Se toma h = 9,00m)

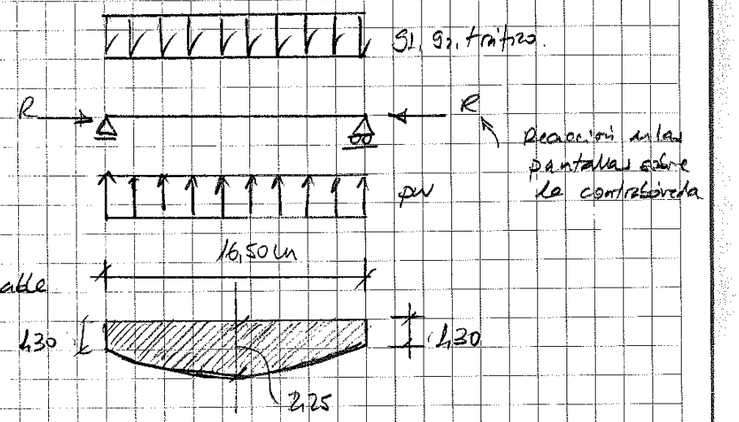
Si calcula con una luz de 16,50m (del lado seguro)

ACCIONES:

- g_1 Peso propio
- Subpresión: pw
- Reacción de apoyo de las pantallas sobre la contrabóveda
- Cargas permanentes
- Tráfico.

NOTE BOOK

Esquema estático:



Viga de canto variable

[Obs: El efecto del axil de apoyo de las pantallas en la losa de fondo sobre una viga de canto variable se tendrá en cuenta sólo cuando sea desfavorable.]

Modelo SAP: archivo LOSA F. SOB (en CONTRABÓVEDA III)

Simulación del contacto losa-pantallas.

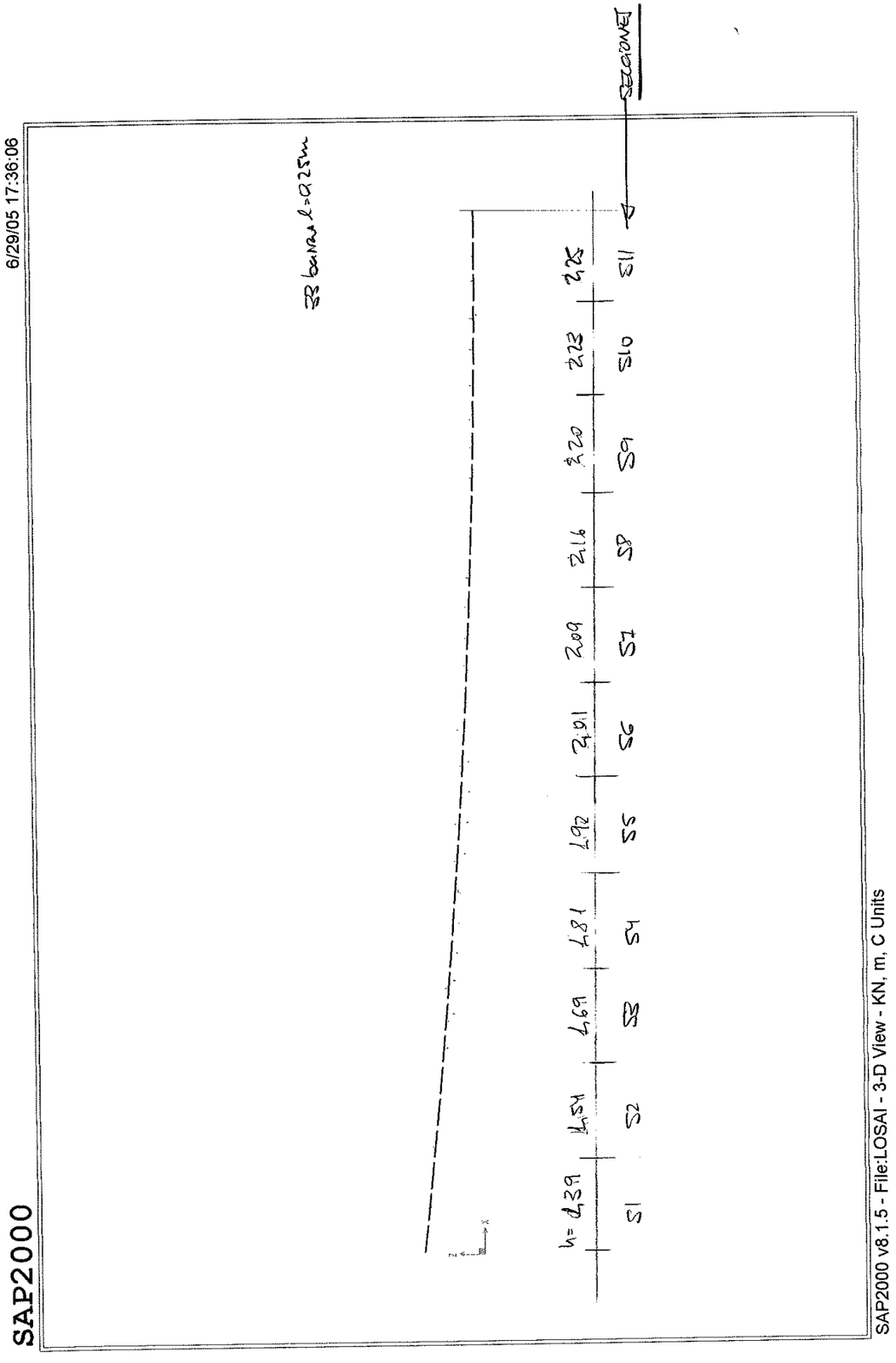
Coeficiente de balasto K_B = 2000 Tn/m³ = 20000 kN/m³

$K_M = K_B \cdot A$ = 20000 kN/m³ · 0,25 m² = 5000 kN/m/m

A = 1,00m · 0,25m = 0,25 m²

K_M = 5000 kN/m/m

NOTE BOOK



③

Can Tunis 30 junio-05

ACCIONES Y CONTROL DE REACCIONES:

- PESO PROPIO: Generado automáticamente

  V = 15,96 m³/m

  g1 = 399,0 KN/m RSAP = 399,96 KN/m (OK)

- CARGAS PERMANENTES:

  e = 0,80m de balasto: $\gamma_{balasto} = 18\ KN/m^3$

  $g_2 = 14,4\ KN/m^2$

  $R_{g2} = 14,4\ KN/m^2 \cdot \frac{16,50\ m}{2} = 118,8\ KN/m$; RSAP = 119,064 KN/m (OK)

- REACCIÓN DE APOYO DE LAS PANTALLAS SOBRE LA CONTRABÓVEDA

  $r_{max} = 795,6\ KN/m \approx 1000\ KN/m$

  $r_{min} = 304,4\ KN/m \approx 900\ KN/m$

- SUBPRESIÓN:

  h = 9,00m

  $p_w = 90\ KN/m^2$

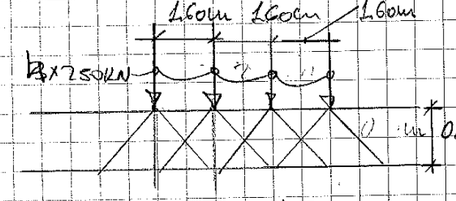
  $R_{pw} = 90\ KN/m^2 \times 8,25m = 742,5\ KN/m$ RSAP = 744,15 KN/m

- TRÁFICO:

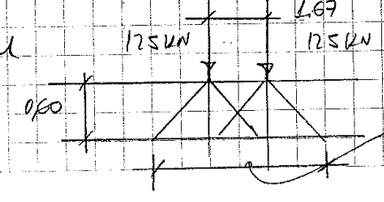
  · Ejes de 250 KN

  · Sc uniforme de 80 KN/m

  En longitudinal



  En transversal



④

NOTE BOOK

En 1,0m de longitud del falso tunel la pisonia considera el eje de 250 KN

Reparto en $(6 * 2,87)m^2 = 17,22\ m^2$

$$q_{eq} = \frac{4 * 250\ KN}{17,22 m^2} = 58,07 KN/m^2$$

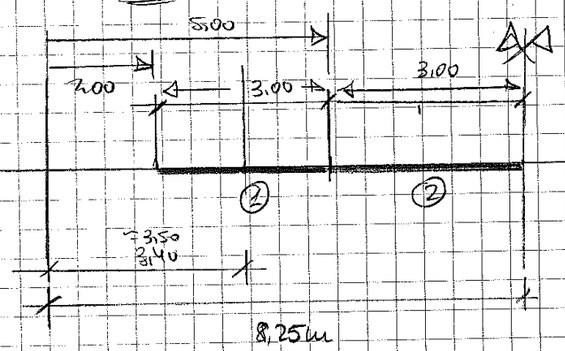
← Todo el calculo de la acción del tráfico es muy conservador, no es limitante

Coeficiente de clasificación: $\alpha = 1,21$

Coeficiente de amplificación dinámica: $\Phi = 1,50$ (aun todo seguro)

$$q = 58,07 * 1,21 * 1,50 = 105,4\ KN/m^2 \approx \boxed{105\ KN/m^2}$$

Se aplica en 3,0m.



Control de reacciones: $R = 105\ KN/m^2 * 3,00m^2 = 315\ KN$

$R_{SAP} = 315\ KN/m$ (OK!)

DIMENSIONAMIENTO

Hipótesis:

a) Máximo momento flector negativo

b) Máximo momento flector positivo

a) Máximo flector negativo

Acciones: * Peso propio

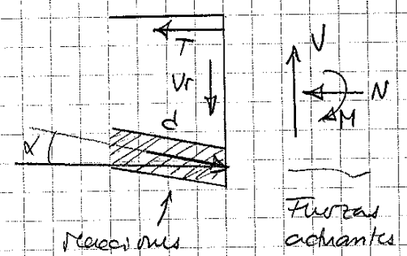
* Subpresión

DETERMINACIÓN DEL ESQUEMA ESTÁTICO

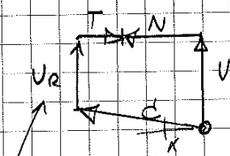
Sumando las reacciones sobre el terreno en las hipótesis anteriores resulta que el terreno está totalmente fracturado

Archivo SAP: LOSA FI.SDB

El efecto del cambio de canto (1 canto hacia reacciones en mayores momentos flectores) hace disminuir el cortante efectivo sobre la sección



Equilibrio

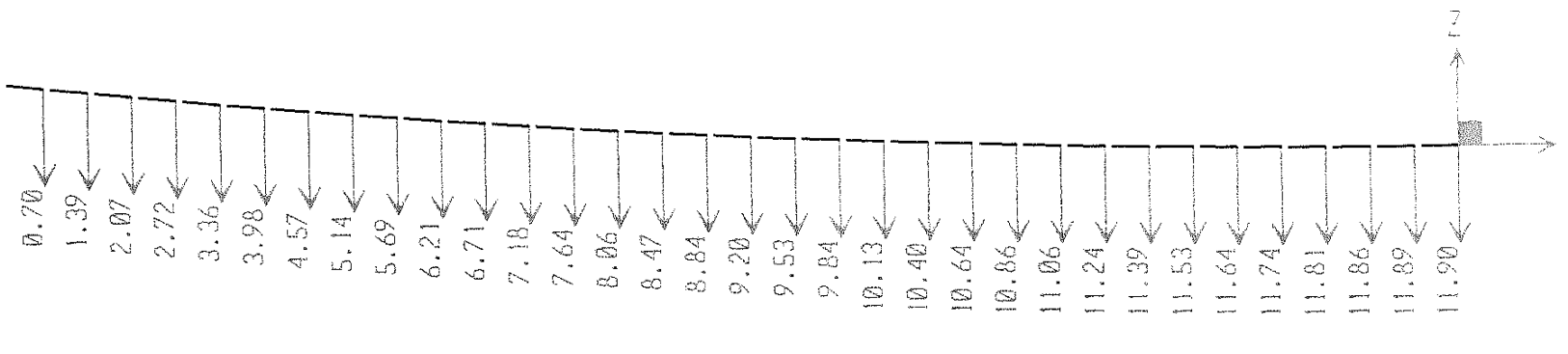


Cortante reducido sobre la sección, es toma el cortante total del lado seguro

SAP2000

7/7/05 10:40:37

REACCIONES CONTRA EL TERRENO DEBIDAS A LA ACCIÓN DE LA SUBPRESIÓN

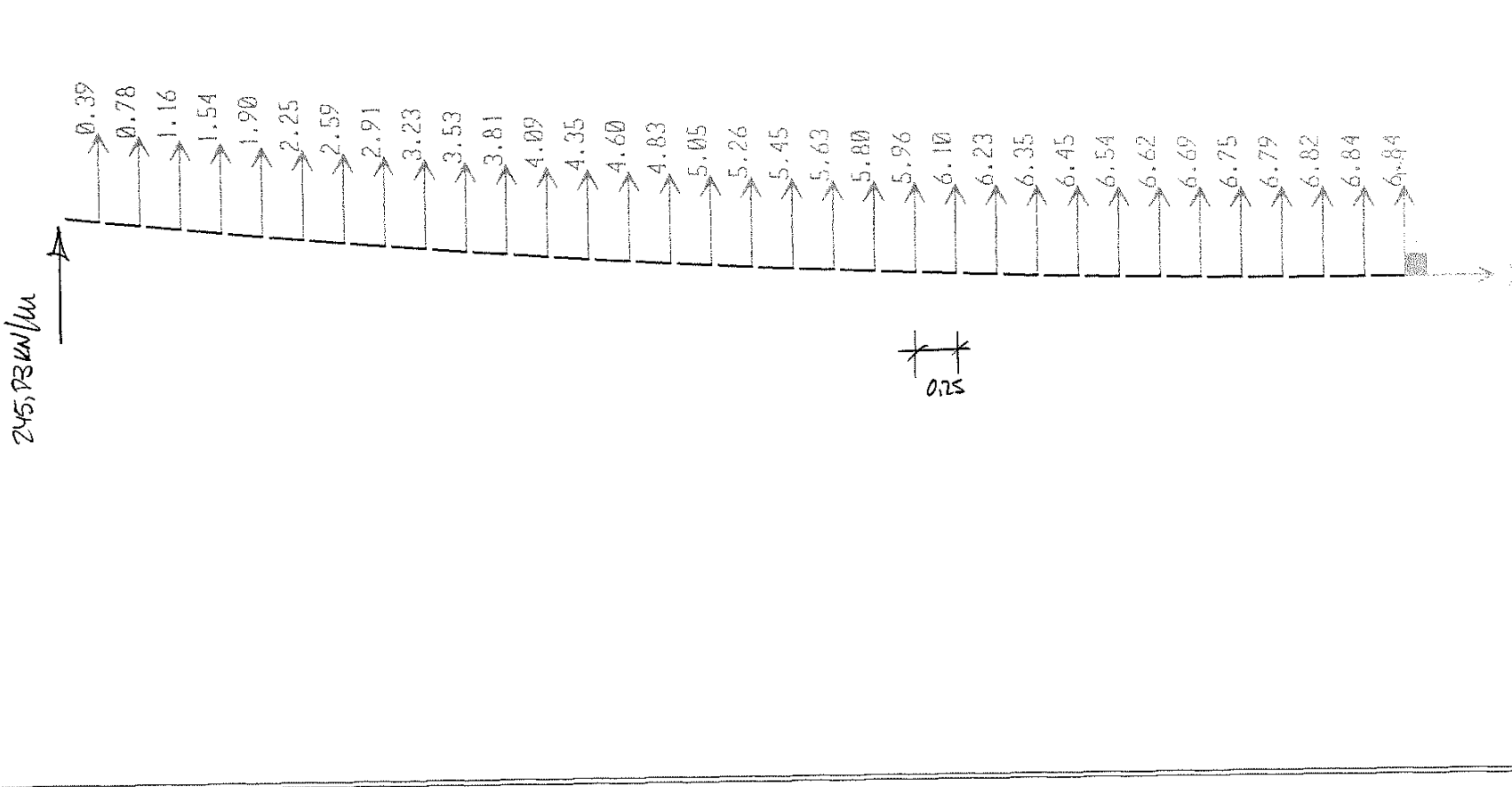


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Spring Reactions (SUBPRES) - KN, m, C Units

SAP2000

7/7/05 10:35:16

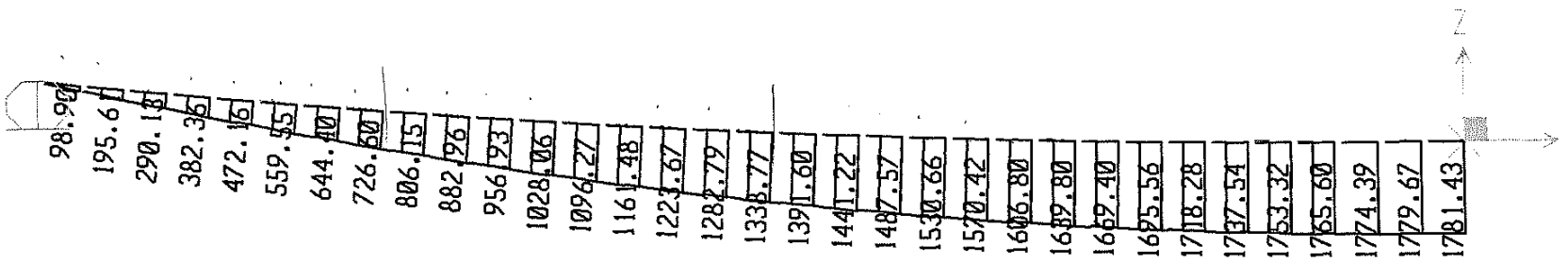
REACCIONES SOBRE EL TERRENO DEBIDAS A LA ACCIÓN DEL PESO PROPIO



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

SAP2000 7/7/05 11:47:50

Momentos flectores en la losa debidos al peso propio.

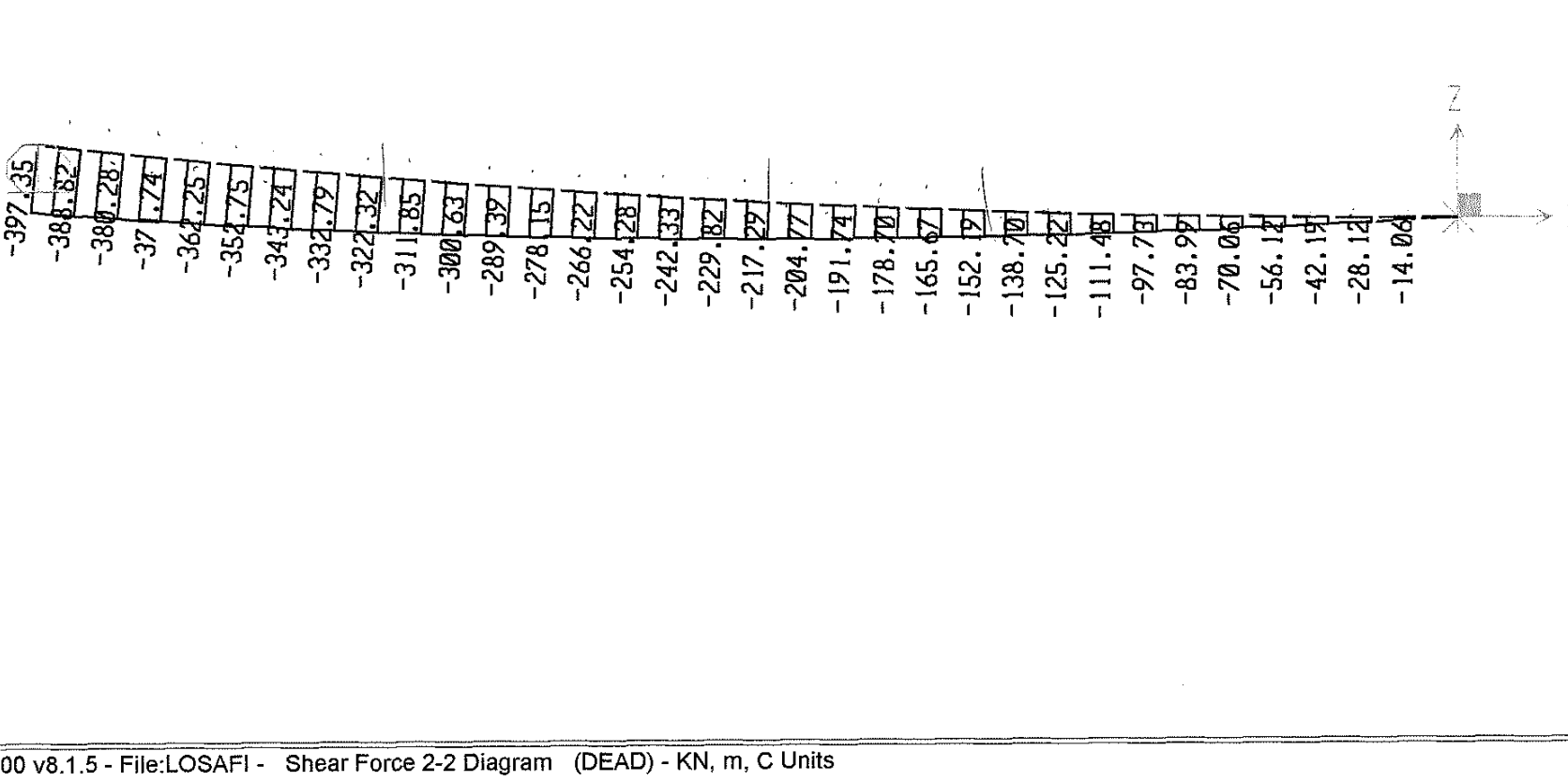


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFI - Moment 3-3 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

(9)

SAP2000 7/7/05 11:48:09

Esfuerzos cortantes en losa debidos al peso propio.

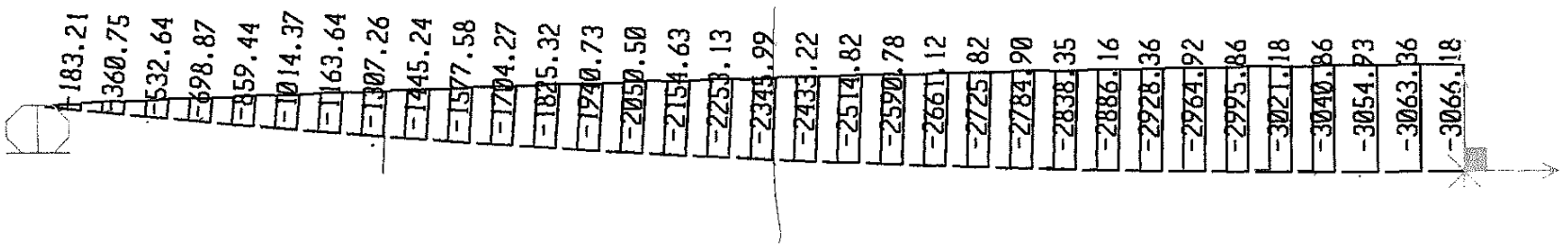


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAFI - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

(10)

SAP2000 7/7/05 11:42:08

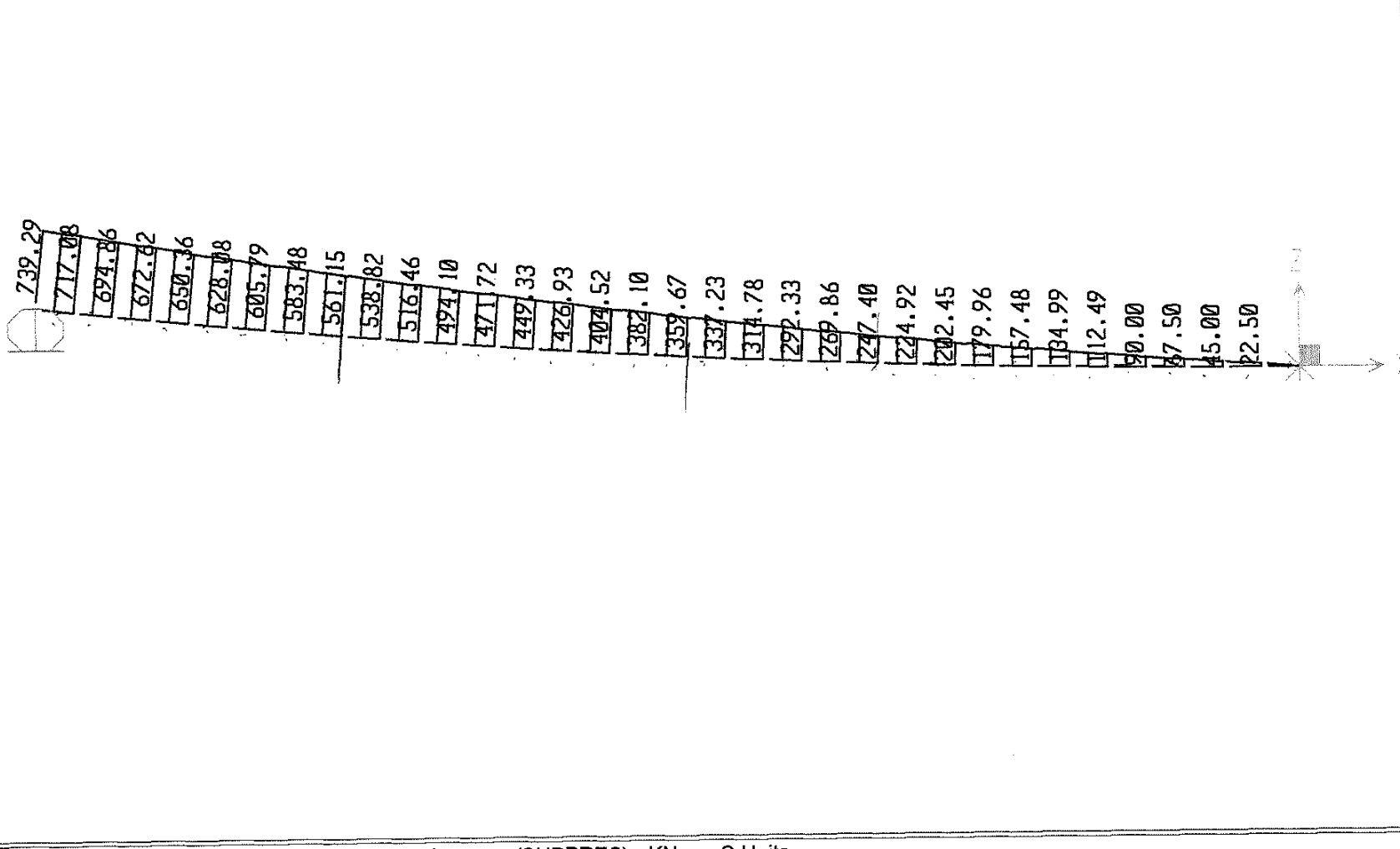
Momentos flectores en la losa debidos a la subpresión.



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

SAP2000 7/7/05 11:47:43

Cortantes debidos a la subpresión.



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

(12)

En esta hipótesis el efecto combinado del cambio de posición de la directriz de la pieza y del axil del apoyo sobre las pantallas, provoca un momento flector que traccionaría las fibras inferiores → No se toma en cuenta

Leyes de esfuerzos: (Ver página anterior)

COMBINACIÓN DE ACCIONES:

1,00 g + 1,50 Sobrecarga $q_{d\,min}$ = 900 kN/m

FLEXIÓN

C m_d = 1,00 1781,40 + 1,50 (−3066,2) = −2877,9 kN.m/m

h = 2,25 m
r = 0,10 m
→ $A_s \geq 26{,}04\ cm^2/m$ → 9 ϕ20 pmf
6 ϕ25 pmf

4/4 m_d = 1,00 1338,8 + 1,50 (2345,99) = −2180,19 kN.m/m

h = 2,00 m
r = 0,10 m
→ $A_s \geq 21{,}99\ cm^2/m$ ← OK!

4p m_d = 1,00 726,60 + 1,50 (−1307,26) = −1234,29 kN.m/m

h = 1,70 m
r = 0,10 m
→ $A_s \geq 12{,}75\ cm^2/m$ ← 4 ϕ20

Si llevan los ϕ20 de lado a lado de la sección

NOTE BOOK

CORTANTE: $v_{d\,min}$ = 900 kN/m

- Apoyo:

v_d = 1,00 (−297,55) + 1,50 (789,3) = 711,6 kN/m

A_s = 15,71 cm²/m (cuantía mínima) h = 1,30 m

$A_d \geq$ 3,797 cm²/m

$A_{d\,min}$ = 0,02 · 50 · $\frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ = 0,02 · 1,00 · $\frac{20/1{,}5}{400}$ = 8,333 cm²/m/m

↳ Ponemos a 0,20 de 2 ganchos ϕ12 c 0,60 (8,72 cm²/m)

- L/8 v_d = 1,00 (−522,32) + 1,50 (561,15) = 319,405 cm²/m

$A_d \geq$ 1,86 cm²/m (A_s = 10,89 cm²/m h = 1,70 m)

- 4/4 v_d = 1,00 (−217,29) + 1,50 (359,67) = 322,22 kN/m

A_s = 31,42 cm²/m h = 2,00 m

A_x = 0,0 cm²/m/m ← No hace falta armadura de cortante

DEVIACIÓN EMPUJES AL VACÍO:

Axil de apoyo de la pantalla en base

Equilibrio $C_{máx} = u + N$ = 31,49 cm²/m · 434,80 MPa + 1000 kN/m

$C_{máx}$ = 2,369 MN/m

Curvatura R = 35,20 m

Fuerzas de dispersión: t_d = 1,00 · $\frac{2{,}369\ MN/m}{35{,}20\ m}$ = 0,0673 MN/m

t_d = 67,3 kN/m

$A_d \geq \frac{t_d}{f_{yd}} = \frac{67{,}30\ kN/m}{400\ MPa}$ = 1,683 cm²/m/m

Sale muy bajo!!! OK!

NOTE BOOK

LIMITACIONES:

* Flexión:

Cuantía mínima: $A_s \geq 0{,}04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 3{,}75\ m^2 \cdot \frac{25/1{,}5}{434{,}8}$

$A_s \geq 34{,}49\ cm^2/m$

$A_{s\,disp} = 31{,}42\ cm^2/m$ (OK!)

En L/4: $h = 2{,}00 m$ $\quad A_s \geq 0{,}04 \cdot 2{,}00\ m^2 \cdot \frac{25/1{,}50}{434{,}8} = 30{,}67\ cm^2/m$

↑ Se cubre

* Momentos flectores transversales por efecto Poisson.

ℓ: $md_\perp = 0{,}20 \times 2818\ kN\,m/m = 536{,}6\ kN\,m/m$

$h = 2{,}75 m$

$A_s \geq 5{,}92\ cm^2/m$

L/4: $md_\perp = 0{,}20 \cdot 2180 = 436\ kN\,m/m$

$h = 2{,}00 m$

$A_s \geq 5{,}50\ cm^2/m$

L/2: $md_\perp = 0{,}20 \cdot 1235\ kN\,m/m = 247\ kN\,m/m$

$h = 1{,}70 m$

$A_s \geq 3{,}61\ cm^2/m$

* Cuantía geométrica mínima

$h = 2{,}75 m$ $\quad A_s \geq 21{,}25\ cm^2/m$ ← 2φ20 a 0,30

$h = 2{,}00 m$ $\quad A_s \geq 18{,}0\ cm^2/m$ ←

$h = 1{,}70 m$ $\quad A_s \geq 15{,}30\ cm^2/m$ ← φ25 a 0,30

Se disponen 2φ20 a 0,30 en toda la anchura

NOTE BOOK

* Cortante:

- confinamiento hormigón:

$V_{u1} = 6000\ kN/m$ ← $(h = 1{,}30 m)$ $\quad V_{u1} = 6000\ kN/m$

$V_d = 711{,}6\ kN/m < \frac{1}{5} V_{u1} = 1{,}20\ kN/m$

$-\ s_t \leq 0{,}80 d = 0{,}80 \cdot 1{,}20 = 0{,}96 m \neq 300 mm \neq s_t = 300 mm$

- Limitación tracción:

$A_s = 31{,}49\ cm^2/m$

$V_{au} = 316\ kN/m$

$(V_d - 3V_{au}) = 711{,}6 - 3 \cdot 316 = -236{,}4\ kN/m < 0 - s_t \leq 300 mm$ (OK!)

↑ Puede ser sin tener en cuenta el axil

NOTE BOOK

Cau Nuris 7-Julio-05

b) Máximo flector positivo

Acciones: * g_1 Peso propio
* Reacción pantallas sobre contrabóveda
* g_2: cargas permanentes
* Tráfico

Obs: del lado seguro no se considera la subpresión

DETERMINACIÓN DEL ESQUEMA ESTÁTICO:

Sumando las reacciones contra el terreno resulta que éste está totalmente comprimido.

Archivo SAP LOSA F. SDB

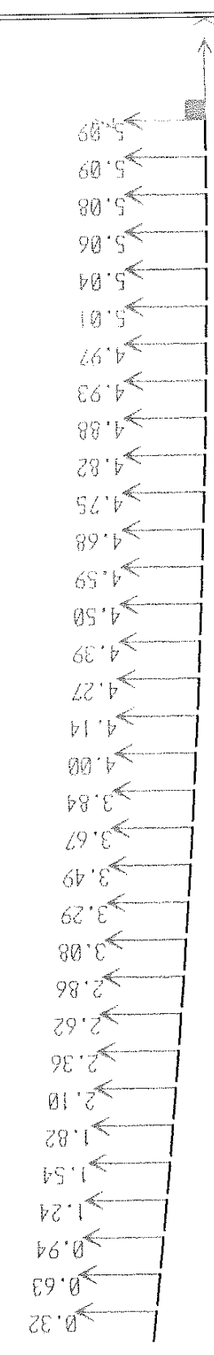
Leyes de esfuerzos (Ver páginas siguientes)

COMBINACIÓN: $1{,}35\,g_1 + 1{,}50\,R_{pantallas} + 1{,}35\,g_2 + 1{,}50\,(Tráfico)$

NOTE BOOK

7/7/05 13:20:14

Reacciones sobre el terreno debidas a la acción del tráfico (Hipótesis 4)

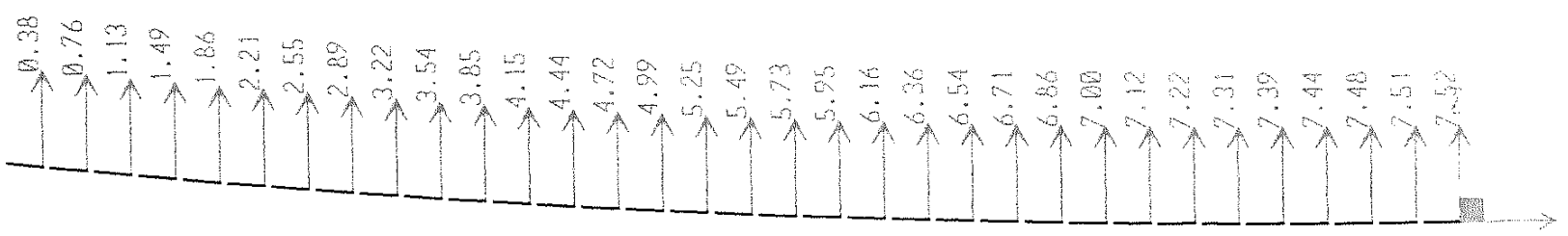


SAP2000

SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Spring Reactions (TRAFICO1) - KN, m, C Units

SAP2000 7/7/05 13:22:02

Reacciones contra el terreno debidas a la acción del tráfico (Ver hipótesis 2)

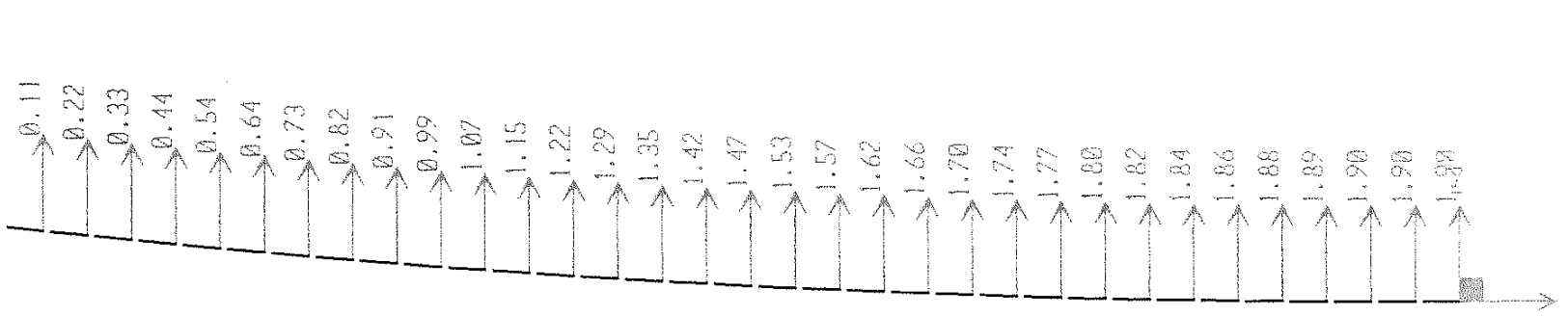


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Spring Reactions (TRAFICO2) - KN, m, C Units

(2)

SAP2000 7/7/05 13:20:04

Reacciones contra el terreno debidas a la acción de las cargas permanentes.

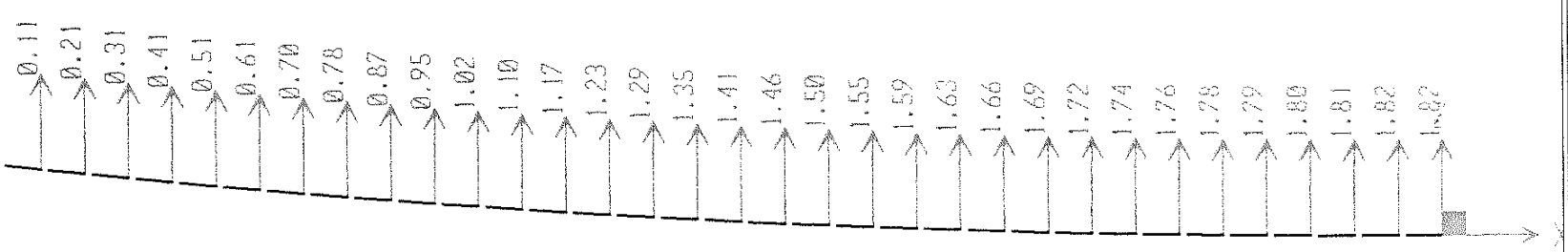


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Spring Reactions (G2) - KN, m, C Units

(20)

SAP2000 7/7/05 16:44:00

Reacciones contra el terreno debidas al apoyo de las pantallas en la contrabóveda

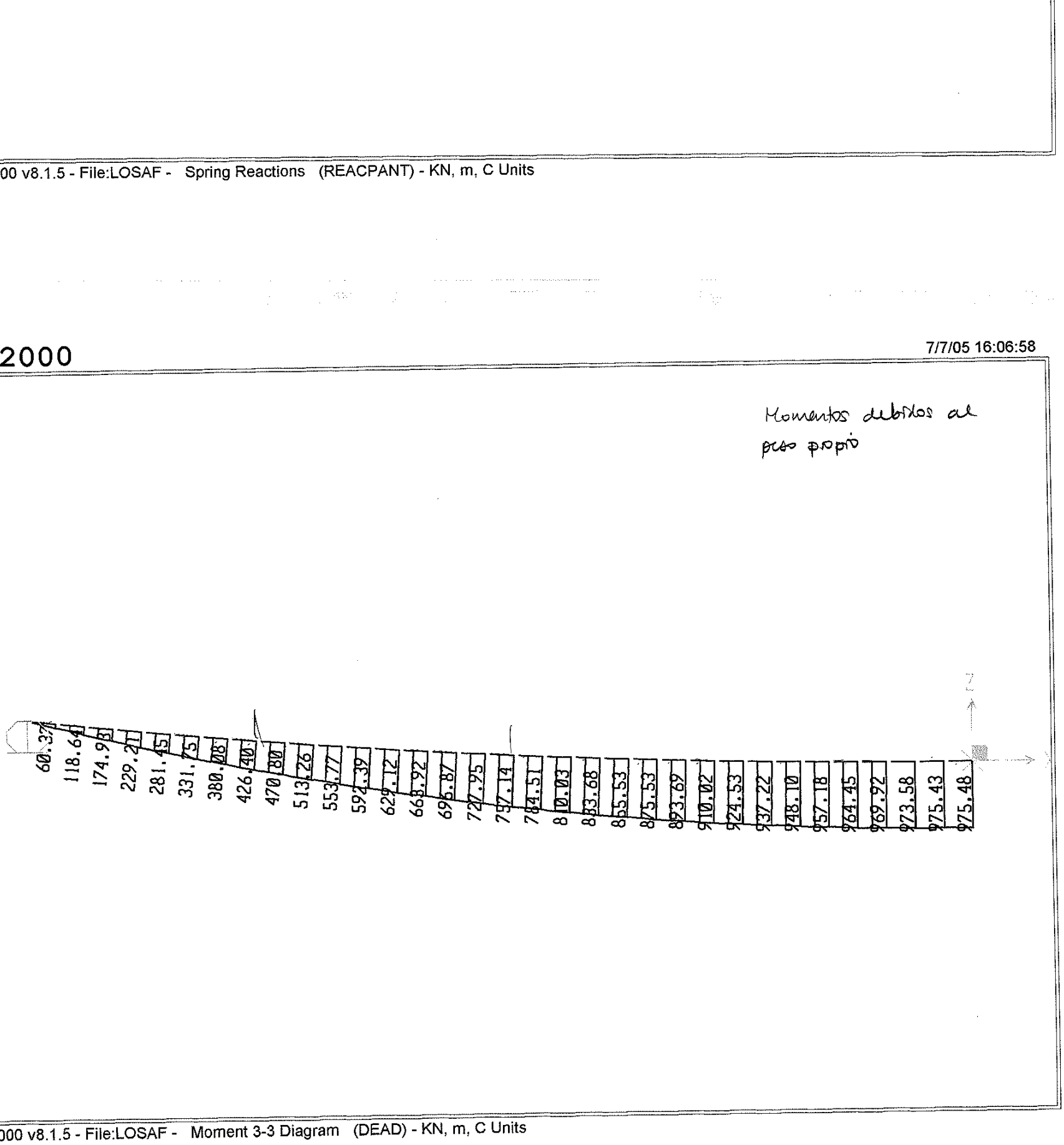


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Spring Reactions (REACPANT) - KN, m, C Units

(21)

SAP2000 7/7/05 16:06:58

Momentos debidos al peso propio



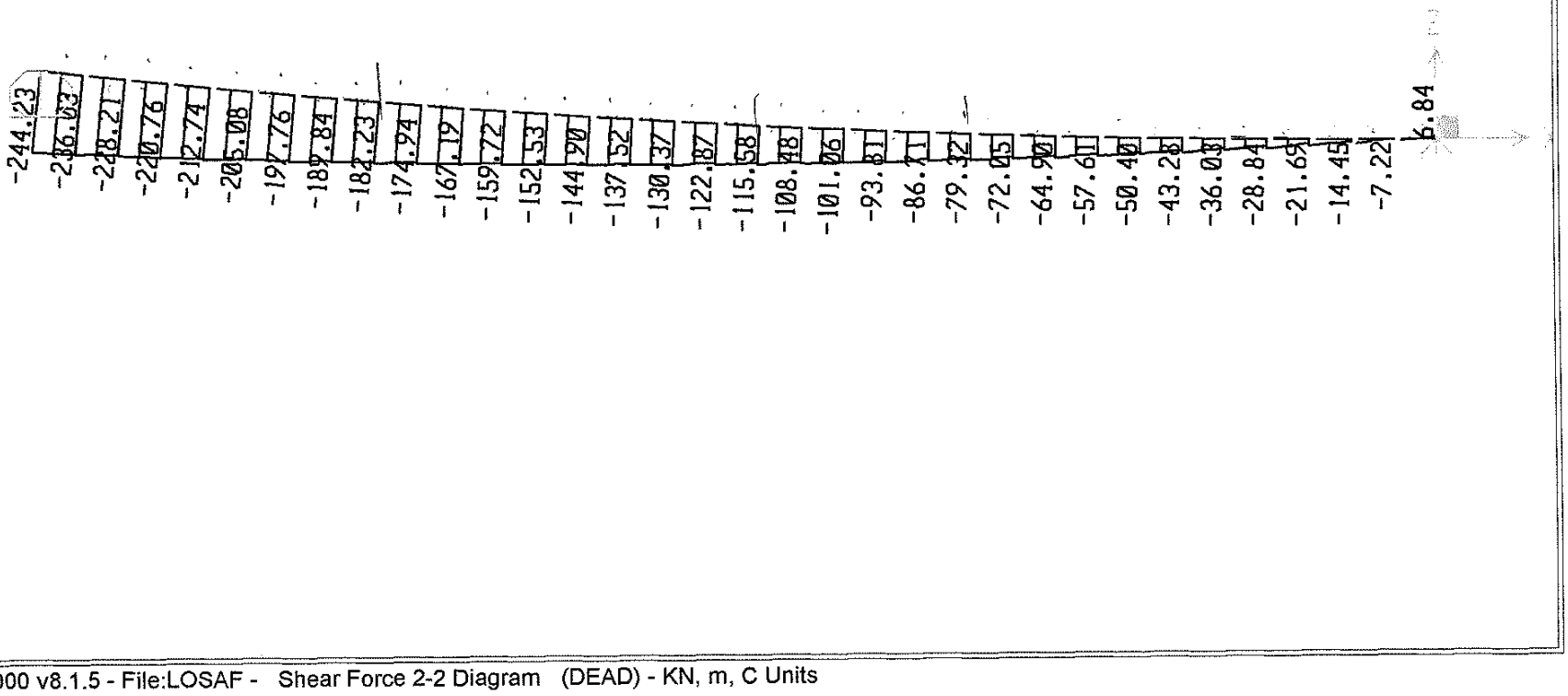
SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Moment 3-3 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

(22)

SAP2000

7/7/05 16:07:04

Cortantes debido al peso propio



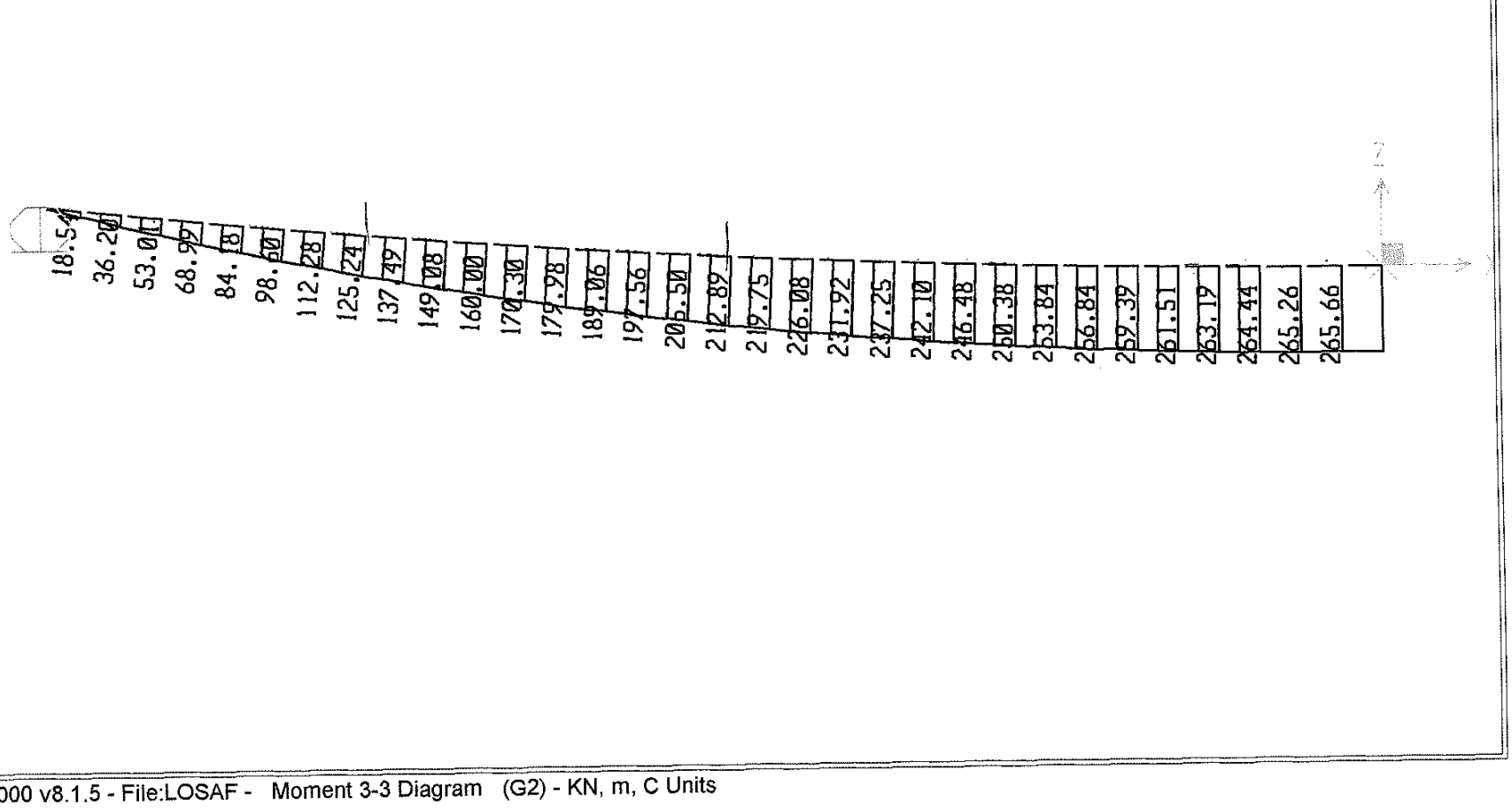
SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Shear Force 2-2 Diagram (DEAD) - KN, m, C Units

(2)

SAP2000

7/7/05 16:07:19

Momentos debidos a las cargas permanentes

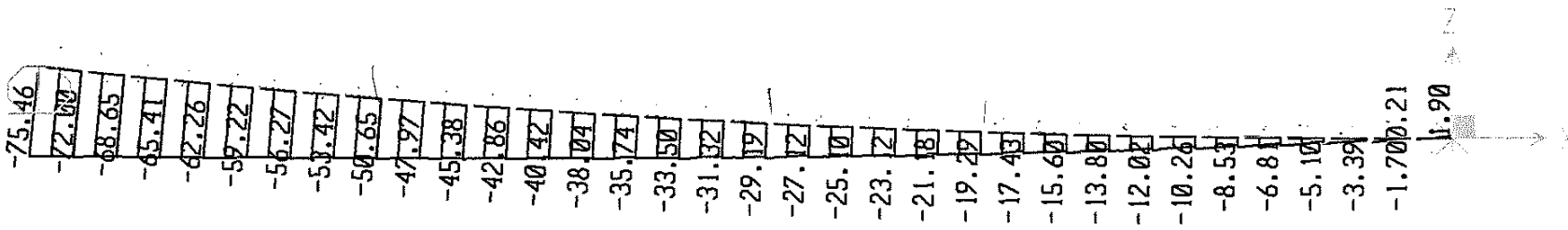


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Moment 3-3 Diagram (G2) - KN, m, C Units

(4)

SAP2000 7/7/05 16:07:28

Cortantes debidos a las cargas permanentes

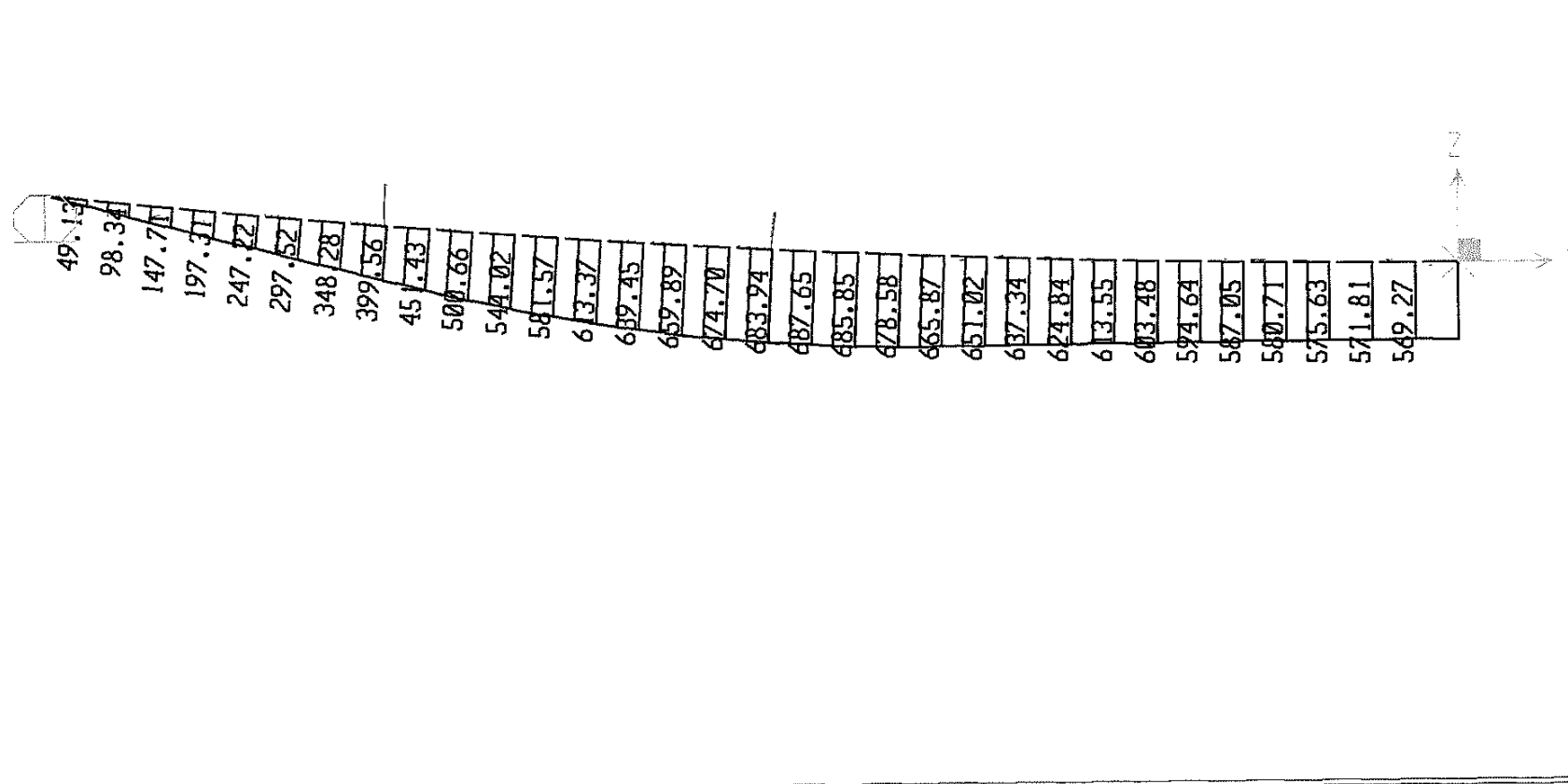


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Shear Force 2-2 Diagram (G2) - KN, m, C Units

(12)

SAP2000 7/7/05 16:07:48

Momentos debidos al tráfico (Hipótesis #1)

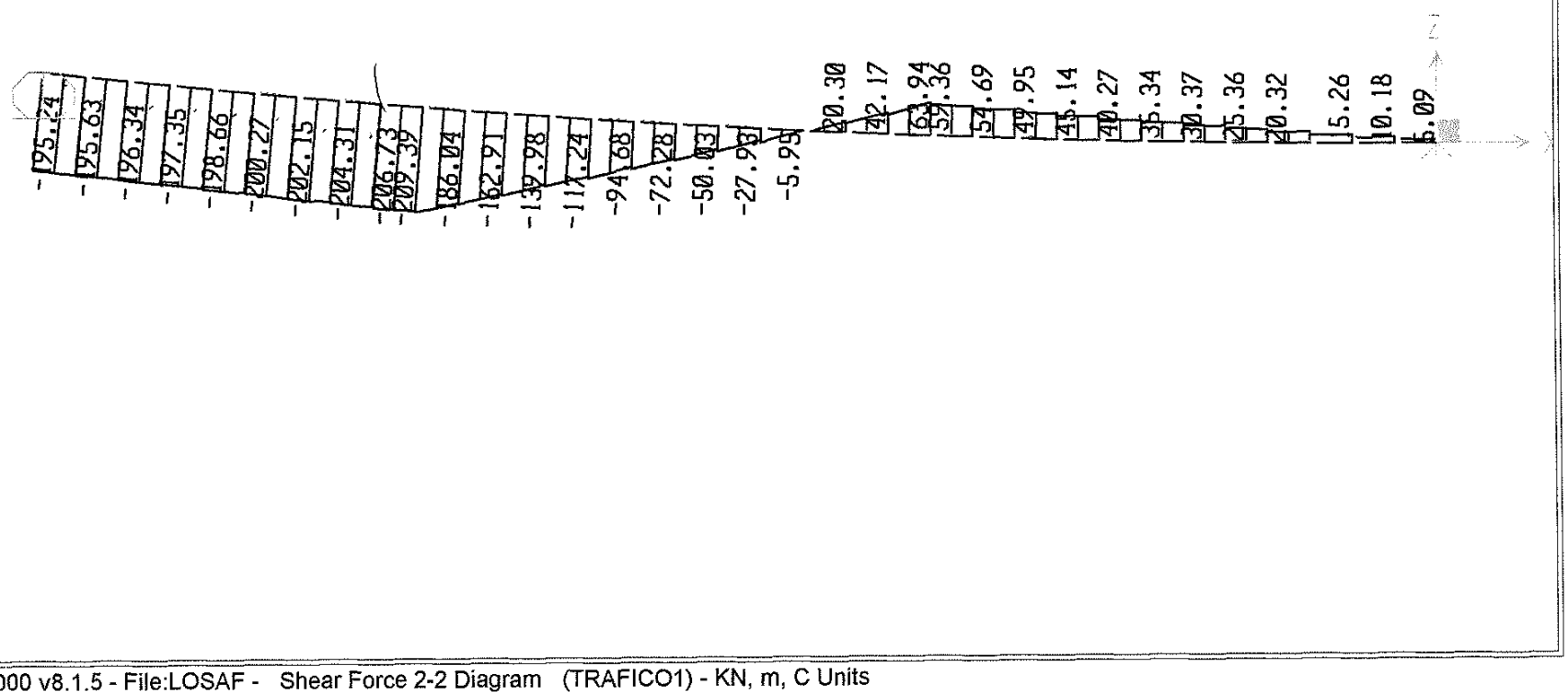


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO1) - KN, m, C Units

(14)

SAP2000 7/7/05 16:07:56

Cortantes debidos al tráfico (Hipótesis #1)

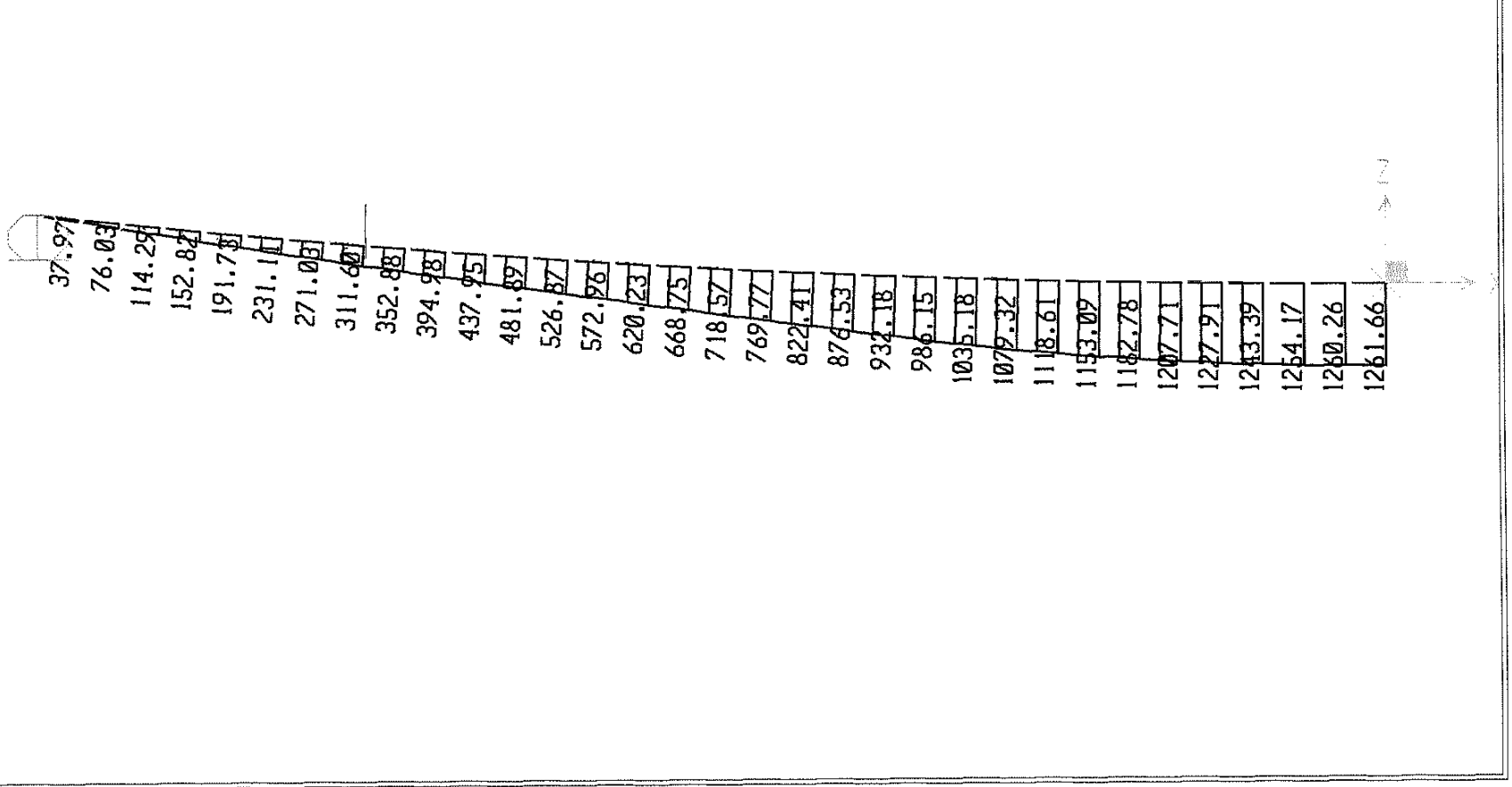


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO1) - KN, m, C Units

(28)

SAP2000 7/7/05 16:08:11

Momentos debidos al tráfico (Hipótesis #2)

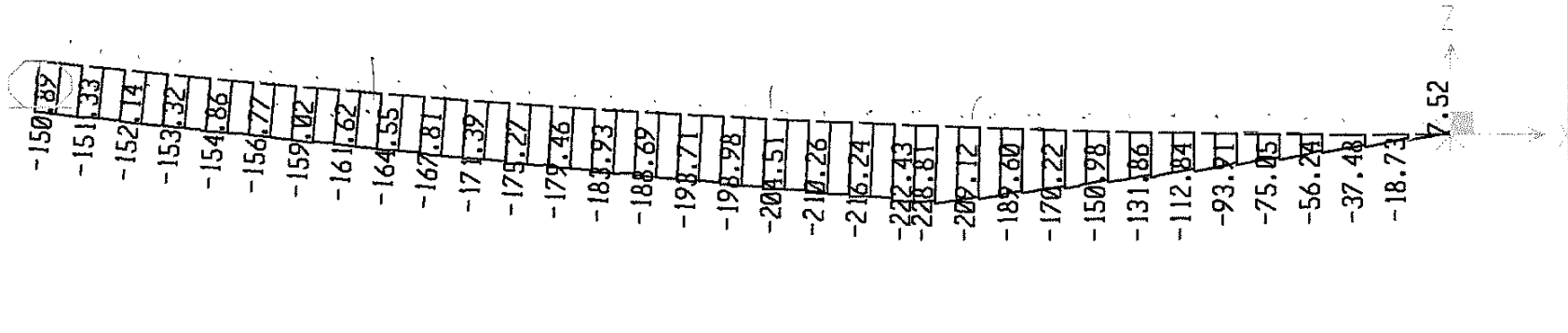


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO2) - KN, m, C Units

(29)

SAP2000 7/7/05 16:08:33

Cortantes debidos al tráfico (Hipótesis #2)



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSAF - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO2) - KN, m, C Units

(24)

SAP2000 7/7/05 16:21:17

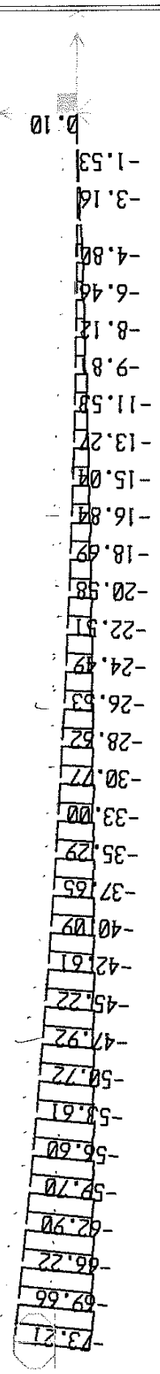
Momentos debidos a la reacción de las puntales sobre la losa

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

(30)

7/7/05 16:21:06

Cortante cabeza a la reacción sobre la losa



SAP2000

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

(31)

Cau Tunis 7-JULIO-05

FLEXIÓN

- ⊄ $m_d = 1.35(975.5) + 1.35(265.7) + 1.50(1261.7 + 260.2)$ ← Tablero #2

  $m_d = 8958.5\ kN.m/m$

  $m_d = 1000\ kN/m$ (⊄ concomitante)

  $A_s \geq 34.26\ cm^2/m$ ← (≤ $A_{s,min}$ OK!)

  Obs: Tomando reacción mínima de las pantallas sobre la cuneta

  $m_d = 900$

  $m_d = 3763.32\ kN.m/m$

  $A_s \geq 36.80\ cm^2/m$

- ¼ $m_d = 1.35(784.5 + 720) + 1.50(687.7 + 216) = 2711.63\ kN.m/m$

  $m_d = 2715\ kN.m/m$ $h = 200cm$

  $m_d = 1000\ kN/m$

  $A_s \geq 23.9\ cm^2/m$

  Obs: Tomando reacción mínima del apoyo de pantalla en contratecho

  $m_d = 900$

  $m_d = 2549.6\ kN.m/m$

  $A_s \geq 26.63\ cm^2/m$

(32)

NOTE BOOK

· 4/8 : $m_d = 1{,}35(470{,}80 + 137{,}50) + 1{,}50(451{,}40 + 135{,}23) =$

$m_d = 1702{,}05$ KN·m/m ∴ h = 1,70m

$n_d = 1000$ KN/m

$A_s \geq 14{,}32$ cm²/m

Obs: Tomando reacción mínima de apoyo delas pantallas en la contrabóveda

$m_d = 1600{,}2$ KN·m/m

$n_d = 900$ KN/m

$A_s \geq 18{,}20$ cm²/m

Obs: Considerando del lado seguro, una subpresión del 50% de la máxima prevista → El terreno sigue estando totalmente comprimido.

→ En ℄ $m_{d,subpresión} = 0{,}50 \times 1660{,}5 = 830{,}25$ KN·m/m

con lo cual $m_d = 3568{,}2 - 830{,}25 = 2738$ KN·m/m

$m_d = 2738$ KN·m/m

$A_s \geq 30{,}5$ cm²/m ← Se dispone este armado!

↑ Si cubre con ϕ20 a 0,10 (31,42 cm²/m)

CORTANTE

· Apoyo: $v_d = 1{,}35(-244{,}23 - 75{,}5) + 1{,}50(195{,}25 - 73{,}2)$

$v_d = -834{,}31$ KN/m ; $n_d = 1000$ KN/m

$A_s = 15{,}71$ cm²/m (Cuantía mínima) h = 1,30m; r = 0,10m

$A_d \geq 9{,}19$ cm²/m/m ← Se cubre con planos a 0,30 en 2 ganchos ϕ12 a 0,60 (12,55 cm²/m/m)

Obs: Sin considerar el apoyo en las pantallas sobre la losa

$v_d = 724{,}5$ KN/m h = 1,30m; r = 0,10m

$n_d = 0$

$A_s \geq 11{,}12$ cm²/m/m

· 4/8 $v_d = 1{,}35(-182{,}23 - 50{,}65) + 1{,}50(-206{,}23 - 47) = -696{,}50$ KN·m/m

$v_d = 696{,}50$ KN/m

$n_d = 0$ ← No se considera del lado seguro (no es constante)

$A_s = 31{,}42$ cm²/m h = 1,70m

$A_d \geq 5{,}9$ cm²/m/m

· 4/4 $v_d = 1{,}35(-115{,}6 - 29{,}2) + 1{,}50(-201{,}5 - 26{,}5) = -541{,}98$ KN/m

$v_d = 542$ KN/m

$n_d = 0{,}0$ ← No se considera del lado seguro, no es constante

$A_s = 31{,}42$ cm²/m h = 2,00m

$A_d = 2{,}16$ cm²/m/m

Obs: $v_d = 502{,}23$ KN/m ← Sin contar con el axil de apoyo de las pantallas en la losa

$A_d \geq 2{,}50$ cm²/m/m ← Sigue haciendo falta armadura de cortante

PANDEO EJE:

- $I = \frac{1}{12} 40 \cdot 130^3 = 0,183 m^4/m$
  $A = 130 m^2/m$
  $\left.\begin{array}{l} \\ \\ \end{array}\right\} i = \sqrt{I/A} = 0,375 m$

  $L = 16,50 m$

  $L_o = \beta \cdot L = 16,50 m$

  Esbeltez mecánica: $\lambda = \frac{L_o}{i} = \frac{16,50 m}{0,375 m} = 44,0$

- Cuarto de luz $h = 2,00 m$
  $I = \frac{1}{12} 40 \cdot 2,00^3 = 0,6667 m^4/m$
  $A = 2,00 m^2/m$
  $\left.\begin{array}{l} \\ \\ \end{array}\right\} i = \sqrt{I/A} = 0,577 4 m$

  $L = 16,50 m$

  $L_o = 16,50 m$

  Esbeltez mecánica: $\lambda = \frac{L_o}{i} = \frac{16,50 m}{0,577 4 m} = 28,6$

- ¢ $h = 2,25 m$
  $I = \frac{1}{12} 400 \cdot 2,25^3 = 0,9492 m^4/m$
  $A = 2,25 m^2/m$
  $\left.\begin{array}{l} \\ \\ \end{array}\right\} i = \sqrt{I/A} = 0,6495 m$

  $L_o = 16,50 m$

  Esbeltez mecánica: $\lambda = \frac{L_o}{i} = \frac{16,50 m}{0,6495 m} = 25,40$

→ Como $\lambda \leq 35$ → Pueden despreciarse los efectos de 2º orden.

$I_{máx} = 0,9492 m^4/m$

$I_{mín} = 0,1831 m^4/m$

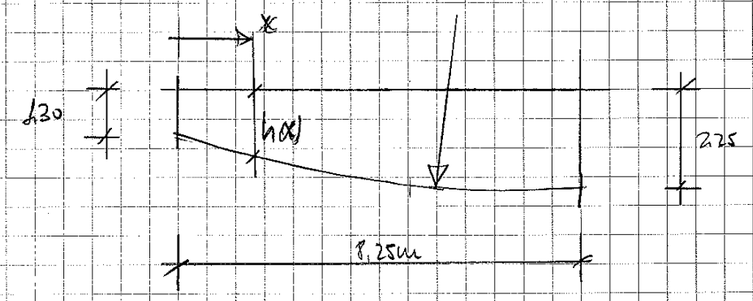
$r = \sqrt{I_{mín}/I_{máx}} = 0,439 \leq 0,45$

↑ (s/ EA-95)

Variación parabólica del canto (es lo más similar)

$C = 0,81$ (Interpolando linealmente)

A_m: Valor medio del área a lo largo de la pieza.



$A_m = \int_0^L A(x) \cdot dx \frac{1}{L} = \int_0^L h(x)\, dx \frac{1}{L} = V/L$

$V = 15,96 m^3/m$; $L = 8,25 m$

$A_m = V/L = \frac{15,96 m^3/m}{8,25 m} = 1,935 m^2/m$ $\quad h_m = 1,935 m$

con lo cual $i = \sqrt{\frac{c \cdot I_{máx}}{A_m}} = \frac{\sqrt{0,81 \cdot 0,9492}}{1,935} = 0,458 m$

Esbeltez mecánica de la pieza

$L_o = 16,5 m$

$\lambda = \frac{L_o}{i} = \frac{16,50 m}{0,458 m} = 36,4$ (≤ 35) → Si despreciam los efectos de 2º orden

ARMADO TRANSVERSAL

Momentos flectores transversales por efecto POISSON.

- ℓ: $m_{xd} = 3958.5$ KN.m/m

  $m_{xd,\perp} = 0.20 \cdot 3958.5 = 791.7$ KN.m/m

  $h = 2.75$m; $r = 0.10$m

  $A_s = 8.58$ cm²/m

- L/4: $m_{xd} = 2711.63$ KN.m/m

  $m_{xd,\perp} = 0.20 \cdot 2711.63 = 542.32$ KN.m/m

  $h = 2.20$; $r = 0.10$m

  $A_s = 6.66$ cm²/m

- L_p: $m_{xd} = 1702.05$ KN.m/m

  $m_{xd,\perp} = 0.20 \cdot 1702.05 = 340.41$ KN.m/m

  $h = 1.70$m; $r = 0.10$m

  $A_s = 4.13$ cm²/m

Cuantía geométrica mínima

$A_c = 225$ cm² $\quad \ell = 48$ l/m

$A_s = 4.5$ cm²/m → 20.25 cm²/m en cada cara. Se cubre con

2φ20 a 0.20 → 20.95 cm²/m

(Cubre 432.45 mc en todas las secciones)

BGB

NOTE BOOK

CORTANTE:

- Confinamiento hormigón comprimido.

  $V_{u1} = 6.00$ KN/cm² $\quad (h = 1.30$m$)$ $\quad V_{u1} = 6000$ KN/m

  $v_d = 834$ KN/m

  $v_d \leq \frac{1}{5} V_{u1} = \frac{1}{5} \cdot 6000 = 1200$ KN/m — $s \leq 0.80d \quad (d = 500mm)$

  $s \leq 0.80 \cdot 430 = 1.04 \times 300$mm

  $s \leq 0.30$m (OK!)

- Control Armadura

  $A_s = 31.34$ cm²/m

  $v_d = 900$ KN/m ← Como mínimo.

  $v_{cu} = 316$ KN/m ← Sin tener en cuenta el axil

  $(V_{rd} - 3v_{cu}) = (0.834 - 3 \times 0.316) \leq 0$ → $s \leq 300$mm (OK!)

BGB

NOTE BOOK

DESVIACIÓN DE LA ULTIMA BIELA DE CORTANTE

a) Hipótesis de máximo flector negativo.

$v_d = 715\ kN/m$

$A_s \geq \frac{v_d}{f_{yd}} = \frac{0.715\ MN/m}{434.8\ MPa} = 16,44\ cm^2/m$

↑ se cubre con $\phi 20$ pmh

b) Hipótesis de máximo flector positivo.

$v_d = 835\ kN/m$

$A_s \geq \frac{v_d}{f_{yd}} = \frac{0.835\ MN/m}{434.8\ MPa} = 19,20\ cm^2/m$

Se lleva toda la armadura hasta los extremos

NOTE BOOK

Cualque de la reacción:

$v_d = 835\ kN/m$

$A_s \geq \frac{v_d}{f_{yd}} = \frac{0.835\ MN/m}{400\ MPa} = 20,875\ cm^2/m$

$A_x = \frac{243,147}{0.60} \times 2 = 2095\ cm^2/m$

con cercos $\phi 20$

Si se disponen 2 planos con cercos c 0.60 → cercos $\phi 20$

- Comprobamos en el alma

$v_{dmáx} = 935\ kN/m$

$b = 1,00m$

$f_{cd} = 0.60 f_{cd} = 0.60 \frac{25}{1,50} = 10.000 kPa$ ← en cm

espesor de la biela: $e \geq \frac{0.835\ kN/m}{40\ MPa} = 0,0235m$

$\simeq 10cm$

Cualque de la reacción en el tramo del tubo:

(a 5,50m del apoyo)

a) Traccionando fibras superiores:

$v_d = 1,00 \cdot 152,2 + 1,50 (-247,40) = -218,9\ kN/m$

b) Traccionando fibras inferiores:

$v_d = 1,35 (79,32 + 19,30) + 1,50 (209,12 + 16,84)$

$v_d = 472,1\ kN/m$

cualque en la reacción: $v_d = 475\ kN/m$

$A_x \geq \frac{v_d}{f_{yd}} = \frac{0,475\ MN/m}{400\ MPa} = 11,875\ cm^2/m$

NOTE BOOK

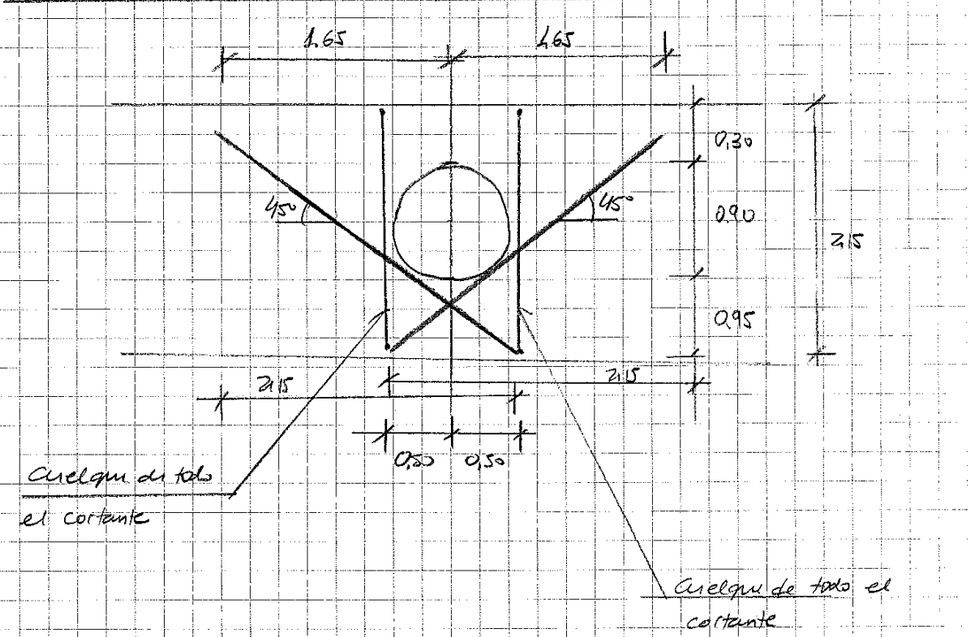
Armadura a disponer: 2 c ϕ16 a 0.60

4 ramas ϕ16 cada 0,60 — Ad = 13,41 cm²/m

(21)

NOTE BOOK

CORTANTE QUE DEBE PASAR POR FLEXIÓN LOCAL



if cuando se trasiegan las fibras superiores

Acción de la Subpresión: la acción de la subpresión pasa sin problemas hacer el apoyo, no hace falta transmitir cortantes globales mediante flexiones locales.

↳ Si almacenamos la losa superior a tracciones:

$T_d = A \cdot f_{yd} = 31,42\,10^{-4}\,m^2 \cdot 434,8\,MPa = 1,366\,MN/m = 1366\,kN/m$

$q_d = 1,35(g_1 + g_2) + 1,50(Trafico) = 1,35(7,5 + 14,40) + 1,50(105) = 187,07\,kN/m$

en todo signo, cuando actúan las cargas permanentes y el tráfico la tracción en la cara es menor

NOTE BOOK

$md = \frac{qd \cdot l^2}{12} = \frac{18,77 \cdot 0,90^2}{12} = 1,268$ kNm/m

$md = -1,366$ kN/m ←▯→ (Tracción)

Dimensionamiento a flexotracción con programas BASIC.

$A_s \geq 13,52 cm^2/m$
$A' \geq 1,39 cm^2/m$
} Se cubre con Φ20 a 0,40 + Φ25 a 0,40

ii) Cuando se traccionan las fibras inferiores.

Acciones: $g_1 + g_{2d}$ triángulo.

$g_d = 18,07$ kN/m (ver país anteriores)

Momento de empotramiento: $md = \frac{qd \cdot l^2}{12} = \frac{18,07 \cdot 0,9^2}{12}$

$md = 1,263$ kN.m/m

$Cd = U + md$ $\quad 31,42 \cdot 10^{-4} m^2 \cdot 434,8 MPa = 1,366$ MN/m $= U$

$md_{mín} = 900$ kN/m

$\boxed{Cd = 2,266 \text{ MN/m}}$

- Cortantes globales:

Se calcula para un cortante de

$vd = 475$ kN/m

Se desprecia

Reparto proporcional a las inercias

Superior: $I = \frac{1}{12} \cdot 0,3^3 \cdot 1,0 = 0,00225 m^4/m$ → 3% ←

Inferior: $I = \frac{1}{12} \cdot 0,95^3 \cdot 1,00 = 0,07145 m^4/m$ → 97%

NOTE BOOK

dimensionamiento tabla superior

$md = 12,63$ kN.m/m
$md = +2266$ kN/m
} $A_s \geq 0,00$

→▯←

dimensionamiento tabla inferior

$md = \frac{qd \cdot l}{2} = \frac{4,75 kN/m \cdot 0,90 m}{2} = 213,75$ kN.m/m

$md = Tn = U = A_s \cdot fyd = 31,42 \cdot 10^{-4} \cdot 434,8 MPa = 1,366$ MN/m ←▯→

dimensionamiento en flexotracción con programas BASIC.

$md = 213,75$ kN.m/m
$md = -136$ kN/m ←▯→
$h = 0,95 m$; $r = 0,07 m$; $b = 1 m$
} $A_s \geq 21,78 cm^2/m$, $A' \geq 9,63 cm^2/m$

Se cubre con Φ25 a 0,20 (24,545 cm^2/m)

Ds. las pruebas de contacto los terrenos para bien hacer el apoyo pq la geometría permite la formación de una bóveda directa hacer el apoyo (→ no provoca flexiones locales)

NOTE BOOK

CORTANTES LOSACES

ij. Table superior (fibra superior traccionada - global)

$V_d = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{18,07 \cdot 0,90}{2} = 8,18\ kN/m$

$M_d = -1,36\ kNm/m$ ← ⊓ →

Obs: El axil de tracción hace que todo el cortante pueda soportarse con armadura (no hay contribución del hormigón)

$V_{su} = z \cdot A_c \cdot f_{yd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \sin\alpha$

$\alpha = 90° \rightarrow \sin\alpha = 1,00$ $\quad z = 0,9 d = 0,90 \cdot 0,23 = 0,207$

$\cot g\alpha = 0,00$

$\theta = 45° \rightarrow \cot g\theta = 1,00$

despejando: $A_c \geq \frac{V_{su}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{0,08418\ MN/m}{0,207 \cdot 400\ MPa} = 10,17\ cm^2/m$ (0,4)

Se cubre con planos a 0,20 de 2 ganchos ϕ10 a 0,60

($A_s = 13,08\ cm^2/m$) (0,4)

• Table superior (fibra superior comprimida - global)

$V_d = 8,18\ kN/m$

$M_d = 2,26\ kNm/m$

$A_s \geq 0,00$ ← no hace falta armadura de cortante (OK!)

(43)

NOTE BOOK

ii) Table inferior

$h = 0,95$; $l = 0,90$ — Funciona como viga de gran canto con bielas de cortante pero alrededor de los apoyos → No hace falta armadura de cortante.

Obs: Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

Table superior $h = 0,30m$

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 0,30 cm^2/m \cdot \frac{25\ MPa/1,50}{434,8\ MPa} = 4,6\ cm^2/m$ (0,4)

Queda cubierto

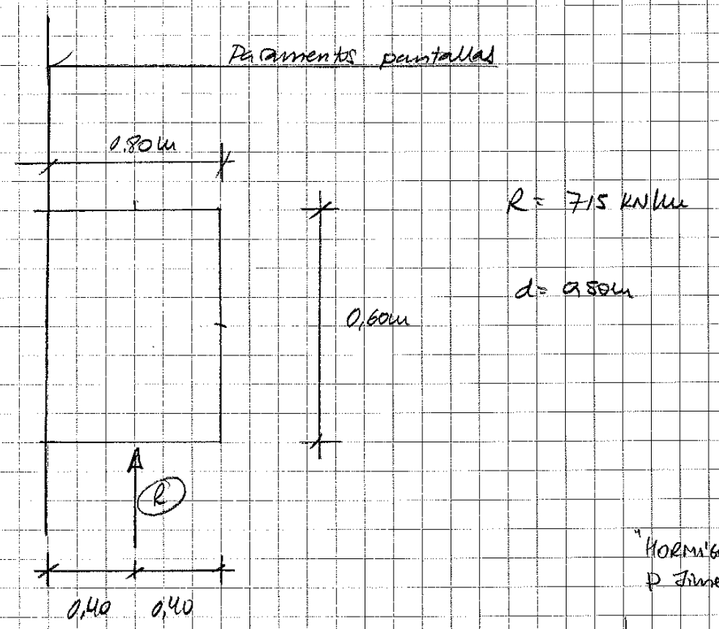
Table inferior $h = 0,95m$

$A_s \geq 0,04 \cdot 0,95 \cdot \frac{25/1,50}{434,80} = 14,57\ cm^2/m$ (0,4) queda cubierto

(44)

NOTE BOOK

APOYO EN MÉNSULAS CORTAS:



R = 715 kN/m

d = 0,50m

"HORMIGÓN ARMADO"
P. Jiménez Montoya 14ª

Dimensionamiento como ménsula corta. (Método ACI)

1) Armadura de flexión.

R_d = 835 kN/m
e = 0,40m
} M_d = 334 kN·m/m;

dimensionamiento con 0,80d = 0,80×0,50m = 0,40m = e

$\rightarrow U = C = \frac{M_d}{z} = \frac{0,334\ MN\cdot m/m}{0,40m} = 0,835\ MN/m$

$A_f \geq \frac{U}{f_{yd}} = \frac{0,835\ MN/m}{400\ MPa} = 20,875\ cm^2/m$

cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s = \frac{0,04 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,04 \cdot 1,00 \cdot 0,50m \cdot 25MPa/1,50}{400\ MPa} = 8,333\ cm^2$

↑ Se cubre sobradamente.

NOTE BOOK

1i) Armadura necesaria por cortante

$A_0 = \frac{F_{rd}}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{0,835\ MN/m}{1,00 \cdot 400\ MPa} = 20,875\ cm^2/m$

$A_0 = 20,875\ cm^2/m$

1ii) Limitación de tensión rasante máxima

$\tau_d = \frac{F_{rd}}{b \cdot d} \leq 0,25 f_{cd}$

$\frac{0,835\ MN/m}{1,00m \cdot 0,50m} = 1,67\ MN/m^2 = 1,67\ MPa \leq 0,25 f_{cd} = 4,17MPa\ (<45MPa)$ OK!

1iv) Armadura necesaria por estribos horizontales.

$A_h = 0,00 cm^2/m$

$A_a = A_0 + A_h = 20,875\ cm^2/m$

$A_b = 1,50\ A_f + A_h = 1,50 \cdot 20,875\ cm^2/m = 31,3125 cm^2/m$

$A_b > A_a \rightarrow$

armadura principal: $A_1 = A_f + A_h = 20,875\ cm^2/m$

armadura secundaria: $A_2 = \frac{1}{2} A_f = 10,44\ cm^2/m$.

En total: $A_1 + A_2 = 31,315\ cm^2/m$ ← se dispone toda junta (1 solo taladro)

Se cubre con Φ25 a 0,15 (32,73 cm^2/m).

[Obs: Φ25 a 0,20 = 24,545 cm^2/m quedarían sin cubrir 6,77 cm^2/m.]

NOTE BOOK

Armadura de la reacción:

$$Rd = 0{,}835\ MN/m$$

$$A_s \geq \frac{Rd}{fyd} = \frac{0{,}835\ MN/m}{400\ MPa} = 20{,}875\ cm^2/m$$

↑ 7 Φ20 pues

10 Φ16 pues

10 ramas Φ16 en 1,0m

2 ramas Φ16 a 0,20m

Se disponen 2 ramas Φ20 a 0,30

$A_{s,disp} = 20{,}95\ cm^2/m$

LONGITUD SOLAPO

i) Φ20 $l_{b\,Φ20,I} = 15 \cdot 2{,}0^2 = 60cm$

$l_s = 120cm \rightarrow 120cm$

ii) Φ20 $l_{b\,Φ20,II} = 1{,}4 \cdot 1{,}5 \cdot 2{,}0^2 = 84cm$

$l_s = 2 \times l_{b\,Φ20,II} = 168cm \rightarrow 170cm$

MEMORIA DE CALCULO PARA ARRIOSTRAMIENTO METALICO PROVISIONAL DE PANTALLAS EN OBRAS PARA LA LINEA DE ALTA VELOCIDAD.
U.T.E. CAN TUNIS

PK 6304'24 – 6337'80
PK 6337'80 – 6400'00

- BARCELONA -

1.- Antecedentes.

2.- Cálculo del Arriostramiento.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2553
Fecha 05/09/05
CANTUNIS-D-CT-C-0102/10

Madrid, Julio 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 2 de transición "U" a B-17, entre los PK. 6304'24 al 6337'80 y 6337'80 al 6400'00.

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. 6304'24 al 6337'80 ..... 306 Tn / puntal
Tramo PK. 6337'80 al 6400'00 ..... 367 Tn / puntal

Se considera en el cálculo de la celosía también el incremento de axil que produce en el cordón superior el momento flector debido a la carga de peso propio de la estructura metálica.

El tipo de acero a emplear es S 275 JR con límite elástico de 2.806 Kg./cm²

En el caso de perfiles aislados, que no forman parte de celosías la comprobación se realiza por tensiones de flexocompresión y de pandeo en plano, considerando las esbelteces más desfavorables en plano horizontal y vertical.

La comprobación de los perfiles de las celosías se realiza por tensión a flexocompresión y a pandeo, realizándose la comprobación, en el caso de pandeo, tanto por esbeltez local en los planos horizontal y vertical de los perfiles aislados que forman los cordones entre nudos arriostrados en cada plano, como por esbeltez global de la sección cajón formada por las celosías para la luz del cajón entre pantallas de hormigón.

La comprobación frente al pandeo es inmediata para los perfiles que no forman parte de celosías, empleando la expresión siguiente, todo de acuerdo con la Norma NBE EA-95:

$$\sigma = \frac{N \cdot \omega}{A} + \frac{M}{W}$$

siendo:

σ = tensión de trabajo del acero.
N = esfuerzo de compresión mayorado.
ω = coeficiente de pandeo función de la esbeltez.
A = área de la sección compuesta.
M = momento flector mayorado.
W = módulo resistente de la sección.

El segundo sumando de la expresión anterior, relativo a la flexión, se desprecia en aquellos casos en que la luz es pequeña al obtenerse valores totalmente despreciables.

Para la comprobación de elementos de sección cajón formados por celosías, aplicamos el artículo 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:

NIVEL INFERIOR		CELOSIAS TRAMO PK. 6304'24 AL 6337'80	CELOSIAS TRAMO PK. 6337'80 AL 6400'00
LONGITUD (m)		12'28	14'68
CANTO (m)		0'80	1'00
CORDONES INF/SUP Ó PERFIL PUNTAL		2UPN-200	2UPN-240
CELOSIAS	INERCIA CELOSIA (cm4) PLANO VERTICAL	210560	430640
	RADIO DE GIRO i (cm) PLANO VERTICAL	40'43	50'45
	ESBELT. COMPLEMENT	19'8	22'7
	ESBELTEZ IDEAL	36'3	36'9
L. PANDEO LOCAL CORDON/PUNTAL PLANO HORIZONTAL (m)		3'00	3'00
ESBELTEZ LOCAL PLANO HORIZONTAL		39	32'5
L. PANDEO LOCAL CORDON/PUNTAL PLANO VERTICAL (m)		1'60	2'00
ESBELTEZ LOCAL PLANO VERTICAL		27'2	29'8
ESBELTEZ MAS DESFAVORABLE		39	36'9
COEFICIENTE W DE PANDEO		1'08	1'07
COMPONENTE DE AXIL SOBRE CELOSIA O PUNTAL (Tn)		306'000	367'000
TENSION DE FLEXOCOMPRESION (kp/cm^2)		2424 < 2806	2221 < 2806
TENSION DE PANDEO (kp/cm^2)		2618 < 2806	2376 < 2806

Madrid, Julio de 2.005

RAMON MACHO HERNANDEZ
Ingeniero de Caminos