

ANEJO N° 6. ESTRUCTURAS

ANEJO Nº 6. ESTRUCTURAS

ÍNDICE

1. CUADRO RESUMEN
2. DESCRIPCIÓN: tipología, aparatos de apoyo, juntas, impermeabilización, etc.
3. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
4. CÁLCULOS
 - ESTRUCTURA E-1
 - DOCUMENTO A . ESTRIBO Nº 1 DE SUELO REFORZADO
 - A.1 DOCUMENTO DE REVISIÓN DE LOS PRIMEROS CÁLCULOS ENTREGADOS POR EL CONTRATISTA
 - A.2 CÁLCULO DEFINITIVOS DE LOS MUROS DE SUELO REFORZADO
 - A-3. CÁLCULOS DEL CARGADERO
 - DOCUMENTO B . VIGAS ARTESAS, TABLERO Y VIGAS
 - B.1 DOCUMENTO DE REVISIÓN DE LOS PRIMEROS CÁLCULOS ENTREGADOS POR EL CONTRATISTA
 - B.2 ACLARACIONES DEL CONTRATISTA SOBRE LOS CÁLCULOS
 - B.3 CÁLCULOS DEFINITIVOS DE VIGAS ARTESAS, TABLERO Y PILAS
 - B.4 CÁLCULOS DE SUSTITUCIÓN DE LA ZAPATA DE LAS PILAS PREVISTA EN EL PROYECTO POR DOS ZAPATAS CON LOSA SUPERIOR DE CONTRARRESTO
 - ESTRUCTURA E-3
 - DOCUMENTO A . CAJÓN EMPUJADO
 - A.1 CÁLCULOS DEL CAJÓN EMPUJADO
 - DOCUMENTO B . CAJÓN IN SITU
 - B.1 CÁLCULOS DEL CAJÓN IN SITU
 - ESTRUCTURA E-5
 - ESTRUCTURA E-6
 - MURO 2
 - DOCUMENTO A . INFORME SOBRE LA MODIFICACIÓN DEL MURO 2
 - A.1 INFORME SOBRE LA MODIFICACIÓN DEL MURO 2 PROPUESTA POR EL CONTRATISTA
 - A.2 PLANOS MODIFICADOS DEL MURO 2

- DOCUMENTO B . CÁLCULOS
 - B.1 CÁLCULOS DEL MURO 2
- 5. PROCESO CONSTRUCTIVO
- 6. RESUMEN DEL CONTROL DE CALIDAD (Empresa Constructora y Asistencia Técnica)
- 7. ACCESOS Y ELEMENTOS PARA MANTENIMIENTO
- 8. RECOMENDACIONES PARA LA CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO
 - Movimientos previstos en las estructuras

1. Cuadro resumen

1. **CUADRO RESUMEN**

TIPO DE ESTRUCTURA	DENOMINACIÓN	CARACTERÍSTICAS
PASO SUPERIOR	ESTRUCTURA E-1. PASO SUPERIOR DEL CAMINO DE LA NOGUERA	VIGAS ARTESAS PREFABRICADAS DE 1,30 DE CANTO
PASO INFERIOR	ESTRUCTURA E-3. CAJÓN PARA DESVÍO DE SANEAMIENTOS Y ABASTECIMIENTO	CAJÓN EMPUJADO Y CAJÓN EJECUTADO IN SITU
PASO INFERIOR	ESTRUCTURA E-5. P.I. PARA EL CAMINO AGRÍCOLA DE SAN LÁZARO	MARCO DE HORMIGÓN ARMADO
PASO INFERIOR	ESTRUCTURA E-6. P.I. PARA LA REPOSICIÓN DE LA ACEQUIA DE LA ALMOZARA	MARCO CUADRADO DE HORMIGÓN

2. Descripción: tipología, aparatos de apoyo, juntas, impermeabilización, etc

2. DESCRIPCIÓN: tipología, aparatos de apoyo, juntas, impermeabilización, etc.

El contenido a que se refiere este epígrafe se encuentra desarrollado en el epígrafe nº 3 “Definición geométrica” y en el “Documento nº 2. Planos”.

3. Definición geométrica

1.- INTRODUCCIÓN.

El objeto del presente anejo es la definición de las diferentes estructuras que se han realizado en la Línea de Alta Velocidad Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera Francesa, para el tramo correspondiente a este Proyecto, en el nuevo acceso ferroviario a Zaragoza, desde el final del Subtramo XIV a la nueva Estación de Delicias.

2.- DEFINICIÓN GENERAL DE LAS ESTRUCTURAS.

En este proyecto se engloban un total de 4 estructuras y 2 muros que se pueden agrupar según su morfología en un paso superior, tres pasos inferiores, uno por debajo de la plataforma ferroviaria con un cajón rectangular enterrado, y dos por debajo del terraplén del Camino de la Noguera y dos muros ménsula.

El paso superior cumple la función de permitir el paso del camino de La Noguera sobre la plataforma ferroviaria de ancho UIC y ancho Renfe.

El cajón rectangular para la reposición de los servicios afectados, alberga en su interior tres tuberías de saneamiento, y el paso en bandejas fijadas a la pared, de los cables para la reposición de las líneas de alta tensión..

Uno de los pasos inferiores es un marco rectangular, que da paso al Camino Agrícola del Polígono San Lorenzo bajo el terraplén del Camino de La Noguera. Mientras que el otro da paso a la acequia de La Almozara bajo el mismo terraplén.

Finalmente existen dos muros de sección en ménsula, el primero para contener la plataforma de la vía lavadero y separarle de las vías de ancho UIC, y el segundo para salvar la diferencia de cotas entre la playa de vías de la estación de La Almozara y el nuevo trazado de las vías generales de RENFE hasta la nueva estación de Delicias.

A continuación se describen en los siguientes apartados la definición geométrica y la tipología de las diferentes estructuras realizadas.

2.1.- ESTRUCTURA E-1 : PASO SUPERIOR DEL CAMINO DE LA NOGUERA.

Se trata de la estructura Nº 1 que da paso a la reposición del camino de La Noguera, y que cruza esviada la plataforma ferroviaria.

La estructura ha sido modificada en el desarrollo de la obra respecto a la prevista en proyecto, por lo que se refiere al Estribo Nº1, que ha cambiado de tipología, a las vigas artesas, al tablero, a las pilas y al encepado de pilas.

El estribo 1 está situado en el P.K. 0+087,885 y el estribo 2 en el P.K. 0+138,630, siendo el vano entre apoyos de estribos variable entre 50,78 m. y 51,20 m. con vanos de 27,70 y 25,43 m. de longitud aproximadamente.

Para salvar estas luces se ha dispuesto de apoyos intermedios, mediante dos pilas de sección cuadrada de 1,0 m de diámetro.

La sección transversal tiene 13,68 m de ancho y está formada por dos carriles de 3,50 m, dos arcones de 1,50 m y dos aceras de 1,80 m.

La sección del tablero está formada por dos vigas artesa prefabricadas de 1,30 m de canto y una losa de compresión de hormigón armado de 0,25 m de espesor mínimo.

Las vigas apoyan en los estribos y en las pilas centrales, que tienen un ensanchamiento en el último metro de la cabeza permitiendo así el doble apoyo de dos vigas artesas.

Los estribos son de diferentes tipos, el nº 1 es de tierra armada y el nº 2 de hormigón armado realizado in situ.

El proyecto constructivo preveía que los estribos fueran del mismo tipo, de hormigón armado, pero la imposibilidad de realizar la cimentación del estribo Nº 1 por la existencia de tuberías de saneamiento en el lugar de emplazamiento de la solera, llevó a la necesidad de cambiar la tipología constructiva del estribo, prefiriéndose uno de tierra armada o suelo reforzado.

La transición entre el terraplén de acceso y la estructura se resolvió mediante losas de transición de hormigón armado de 5 m. de longitud.

Se incluyen los cálculos definitivos del estribo Nº 1 de tierra armada, de las vigas artesas y de las pilas.

2.2.- ESTRUCTURA E-3 : CAJÓN EMPUJADO BAJO LAS VÍAS PARA EL DESVÍO DE SANEAMIENTOS Y ABASTECIMIENTO.

Este cajón es la estructura E-3, cuya sección resistente es un marco rectangular de hormigón armado de 0,90 m de espesor mínimo, 11,10 m de ancho útil y una altura útil de 4,0 m para la parte empujada bajo las vías de ancho ibérico y de 3,00 m para la parte ejecutada "in situ".

La estructura ha sido modificada en el desarrollo de la obra respecto a la prevista en proyecto, ya que se ha decidido unificar las estructura E-2 y E-3.

El cajón cruza recto bajo las vías de ancho ibérico y la de ancho internacional en su P.K. 0+224,775 y tiene una longitud total de 54,28 m., de los cuales 27,35 m. pertenecen al tramo empujado y los 22,73 m. restantes corresponden al tramo realizado in situ.

Primeramente se ejecutó "in situ", a un lado de las vías de RENFE existentes la parte del cajón que posteriormente había que ser empujada bajo estas vías.

El proceso de traslación del cajón se realizó mediante empuje oleodinámico, en sentido transversal a las vías.

Para este proceso de empuje, ha sido necesario apea las vías existentes, previo al empuje del cajón, arriostando primeramente las vías en sentido longitudinal mediante paquetes de carriles de 54 kg/ml, uno de 5 unidades y otro de 3 unidades, a ambos lados del carril en servicio, unidos mediante abrazaderas especiales y sustituyendo todas las traviesas afectadas por traviesas de madera.

Se procedió entonces a excavar una zanja bajo las vías, para introducir en ella el apeo transversal, consistente en vigas de maniobra formadas por dos perfiles metálicos HEA-550 pareados con una separación de 0,40 m entre ejes.

Una vez que la estructura alcanzó una resistencia adecuada se procedió al empuje del cajón.

La cabeza de empuje del cajón tenía su canto achaflanado para una mejor penetración en el terreno.

Así mismo, también era achaflanada la sección del cajón en su cabeza a 45°, para evitar movimientos del terreno al ser excavado.

Una vez colocado el cajón en su situación definitiva, se restituyeron las vías a su estado original.

Finalmente se procedió a la construcción del cajón “in situ” como prolongación del cajón previamente empujado.

La velocidad de circulación de los trenes en la zona apeada se limitó a un máximo de 30 km/h.

La transición entre la estructura y el relleno de tierras sobre la parte ejecutada “in situ”, se resolvió mediante losas de transición de 3,0 m de longitud.

Para el cierre del cajón en sus extremos se ha ejecutado un muro de ladrillos.

Por el cajón pasan por debajo de las vías varias tuberías de desvío de saneamiento, dos de ellas de diámetro 2000 mm en políéster, otra también en políéster de diámetro de 1200 mm. y una de fundición de 1500 mm. para reposición de abastecimiento.

También pasa por el cajón la reposición de las líneas eléctricas de alta tensión, en bandejas fijadas a una pared.

Se incluyen los cálculos de la estructura 3, divididos en dos partes, una relativa al cajón empujado y otra al realizado in situ.

2.3.- ESTRUCTURA E-5 : PASO INFERIOR PARA EL CAMINO AGRÍCOLA DEL POLÍGONO DE SAN LÁZARO.

Este paso inferior, que es la estructura E- 5, y tiene como objeto dar paso al camino agrícola del Polígono San Lázaro bajo el terraplén de la reposición del camino de La Noguera.

La estructura se ha resuelto mediante un marco de hormigón armado que permite el paso del camino con un galibo vertical de 5,5 m, y horizontal de 7,0 m.

El marco tiene una longitud en el eje de 25,0 m, y está acabado en su lado Oeste mediante aletas de hormigón armado de altura variable.

El lado Este se deja acabado en sección recta, puesto que se tiene previsto en un futuro su prolongación, por la construcción de una carretera de circunvalación que enlaza con el camino de La Noguera.

La transición entre el terraplén y la estructura se resuelve mediante losas de transición de 5,0 m de longitud.

Se incluyen los cálculos de proyecto de la estructura E-5.

2.4.- ESTRUCTURA E-6 : PASO INFERIOR PARA LA REPOSICIÓN DE LA ACEQUIA DE LA ALMOZARA.

Se corresponde con la estructura E-6, y se trata de un marco prácticamente cuadrado de hormigón armado, de dimensiones exteriores 3,03 m de ancho y 3,05 m. de alto, con un espesor de la pared de 30 cm.

La reposición de la acequia de La Almozara discurre por una anchura útil de 1,5 m. y un pasillo de 0,75 m de ancho para su inspección, separado del canal por un muro de 0,20 m de espesor.

La galería se encuentra semienterrada en el terreno actual, y posteriormente, la parte que queda fuera, quedará enterrada por la prosecución del terraplén del camino de La Noguera, al que cruza en su P.K. 0+188,905.

En los dos lados la estructura se prolonga con aletas de altura variable.

Se incluyen los cálculos de proyecto de la estructura E-6.

2.5.- MUROS.

Se han realizado un total de dos muros en el conjunto del proyecto.

El *muro Nº 1* tiene por objeto contener la plataforma del túnel de lavado y separarle de las vías 2 y 3 de ancho UIC.

Se trata de un muro de tipología de sección en ménsula, de alzado 2,00 m y un espesor de la zapata de 0,5 m, y con trazado en planta recto.

El muro se compone de dos tramos, uno contener la plataforma de la vía lavadero con lados de 42 m. y 28 m. y otro para contener las tierras del aparcamiento a servicio del lavadero con lados de 15 m. y 8 m.

El *muro Nº 2* tiene por objeto absorber la diferencia de cotas existente entre la playa de vías de la estación de La Almozara y la plataforma de las vías de ancho ibérico en su nuevo trazado hacia la estación de Delicias.

El Muro 2 ha sido modificado en el desarrollo de la obra respecto a las previsiones del proyecto de construcción.

El muro comienza en el P.K. 0+920 de las vías de ancho ibérico y finaliza en el P.K. 1+220, siendo su longitud de 300 m.

La sección transversal del muro es en "L" con un talón de 0,20 m. y un ancho de zapata de 0,5 m. y presenta una altura variable entre 2,8 m. y 3,2 m. y trazado en planta recto.

Se incluyen los cálculos del Muro 2.

3.- METODOLOGÍA DEL CÁLCULO DE ESTRUCTURAS.

3.1.- INTRODUCCIÓN.

En línea general, definido el trazado del conjunto de ejes del proyecto, y vistas las necesidades planteadas por este trazado, se procedió, en fase de proyecto, al diseño de las estructuras necesarias.

Una vez adoptada la solución y definido el esquema estático longitudinal y la sección transversal correspondiente, se realizaron los cálculos mecánicos de todas las estructuras y elementos estructurales que la comprenden, en base a los datos de Topografía de detalle de campo y Prospecciones geotécnicas realizadas, cuyos trabajos realizados y parámetros geotécnicos obtenidos a partir de ellos, quedan reflejados en el ANEJO Nº 4 "GEOLOGÍA Y GEOTECNIA".

En fase de obra fue necesario modificar casi todas las estructuras, por lo que la constructora recalculó todas ellas, con las modificaciones de geometría acordadas con el Director de obra y con la Asistencia a la D.O.

3.2.- BASES DE CÁLCULO: NORMAS UTILIZADAS.

Para la definición geométrica de las estructuras se ha tenido en cuenta los planos de trazado en planta y alzado incluidos en el Documento nº2 - Planos.

Para el dimensionamiento y cálculo de las estructuras se han seguido las siguientes normas:

- "INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL (1999)" EHE.
- "MANUAL PARA EL PROYECTO Y EJECUCIÓN DE ESTRUCTURAS DE SUELO REFORZADO". DIR.GRAL DE CARRETERAS. Mº DE FOMENTO (1998).
- "OUVRAGES EN SOLS RAPPORTÉS RENFORCÉS POR ARMATURES DE NAPPES PEU EXTENSIBLES ET SOUPPLES" (NF P 94-220).

- “INSTRUCCIÓN RELATIVAS A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE CARRETERAS” (I.A.P. 98).
- “RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y PUESTA EN OBRA DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS PARA PUENTES DE CARRETERAS” M.O.P.T.M.A.
- NORMA SISMORRESISTENTE (PDS-1/1974).
- NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE NCSE 94 PARTE GENERAL Y DE EDIFICACIÓN.

4.- CÁLCULOS DE LAS ESTRUCTURAS.

En los siguientes apartados se muestran los resultados de los cálculos realizados para dimensionar las estructuras que forman parte de este proyecto construido.

- ESTRUCTURA E-1.

Se presentan los resultados de los cálculos para cada elemento estructural modificado en el desarrollo de la obra.

- ESTRUCTURA E-3.

Se presentan los resultados de los cálculos de los elementos estructurales modificados en el desarrollo de la obra, divididos en cajón empujado y cajón en situ.

- MURO 2.

En el APENDICE 3 se presentan los resultados de los cálculos del elemento estructural modificado.

- APENDICE Nº4: LISTADOS DE CÁLCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE PROYECTO SIN MODIFICAR.

En el APENDICE 4 se presentan los listados de cálculos de los elementos estructurales sin modificar.

- LISTADOS DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA E-5 DE PROYECTO.

- LISTADOS DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA E-6 DE PROYECTO.

4. Cálculos

CÁLCULOS ESTRUCTURA E-1

INDICE

- DOCUMENTO A. ESTRIBO Nº1 DE SUELO REFORZADO.
 - A.1 Documento de revisión de los primeros cálculos entregados por el Contratista.
 - A.2 Cálculos definitivos de los muros de suelo reforzado.
 - A.3 Cálculos del cargadero.
- DOCUMENTO B. VIGAS ARTESAS, TABLERO Y PILAS.
 - B.1 Documento de revisión de los primeros cálculos entregados por el Contratista.
 - B.2 Aclaraciones del Contratista sobre los cálculos.
 - B.3. Cálculos definitivos de vigas artesas, tablero y pilas.
 - B.4 Cálculos de sustitución de la zapata de las pilas prevista en el proyecto por dos zapatas con losa superior de contrarresto.

DOCUMENTO A.
ESTRIBO Nº 1 DE SUELO REFORZADO.

DOCUMENTO A.1.
DOCUMENTO DE REVISIÓN DE LOS
PRIMEROS CÁLCULOS ENTREGADOS
POR EL CONTRATISTA.

GIF LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA TRAMO: MADRID-ZARAGOZA SUBTRAMO XIV - DELICIAS	INFORME SOBRE LOS CÁLCULOS DE LA ESTRUCTURA 1	U. T. E: ARDANUY-AUDING-GEOCONTROL Camino de la Noguera s/n Autovía de Logroño Tf- 976-314041 Telefax- 976-460371
--	--	--

DOCUMENTO: MUROS DE SUELO REFORZADO

Una vez analizado con detalle el documento “Muros de suelo reforzado” elaborado por PRECON para VIAS Y CONSTRUCCIONES S.A. y que incluye el cálculo de los muros de suelo reforzado y cargadero del estribo 1 de la estructura 1 del proyecto constructivo de la LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA TRAMO: NUEVA ESTACIÓN DE ZARAGOZA Y SUS ACCESOS FERROVIARIOS: SUBTRAMO XIV-DELICIAS, se hacen notar los siguientes puntos:

- El planteamiento en si de cambiar el estribo 1 de un ESTRIBO CERRADO DE HORMIGÓN ARMADO a un ESTRIBO DE SUELO REFORZADO CON CARGADERO DE APOYO DEL TABLERO es conceptualmente y técnicamente correcto, dada la naturaleza isostática del tablero y responde a un criterio de economía de medios, aunque seria conveniente la evaluación de asientos esperados.
- La Normativa utilizada y la forma de aplicarla son correctas en el sentido de los coeficientes de seguridad, y parámetros adoptados.
- El cálculo de reacciones, es correcto en su planteamiento, tal y como se describe en esta nota de cálculo, y la magnitud de las reacciones parece correcta tras ser contrastada con un cálculo simplificado de estas.
- Las hipótesis expuestas para la comprobación de los elementos del suelo reforzado son las habitualmente aceptadas y el cálculo se realiza con el programa TIEREF de J.Díaz del Valle, ampliamente contrastado y habitualmente utilizado.
- Las tensiones resultantes sobre el terreno bajo el núcleo de Suelo Reforzado son de 0.3 Kp/cm2 que coincide con la tensión admisible del terreno.
- Los coeficientes de seguridad al vuelco y al deslizamiento superan ampliamente los mínimos exigibles (4,2 frente a 2.0 en vuelco y 2.3 frente 1.8 en deslizamiento)
- Los coeficientes de seguridad a rotura de las armaduras son mayores que los mínimos exigidos (1.51 frente 1.50)

GIF LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA TRAMO: MADRID-ZARAGOZA SUBTRAMO XIV - DELICIAS	INFORME SOBRE LOS CÁLCULOS DE LA ESTRUCTURA 1	U. T. E: ARDANUY-AUDING-GEOCONTROL Camino de la Noguera s/n Autovía de Logroño Tf- 976-314041 Telefax- 976-460371
--	--	--

- El cálculo del cargadero es correcto en su planteamiento y las acciones adoptadas son coherentes con las reacciones obtenidas del emparrillado.
- Así mismo las acciones adoptadas para el empuje de tierras son las habituales y se consideran correctas (2,0 t/m2 de densidad del relleno y 0,33 de coeficiente de empuje de tierras).
- La tensión del cargadero sobre el núcleo de tierra armada es del orden de 1,7 Kp/cm2, inferior al máximo recomendable de 2,0 Kp/cm2.
- No aparece cálculo alguno del armado del cargadero tanto a esfuerzos generales, como locales.
- Tampoco existen planos de armado del cargadero ni de los detalles de la armadura del Suelo Reforzado.

Conclusión:

El cálculo parece correcto y suficiente si exceptuamos el armado del cargadero, pero no se dispone de planos.

DOCUMENTO: ANEJO DE CALCULO

Una vez analizado con detalle el documento “Anejo de Cálculo” de 22/08/01 elaborado por PRECON para VIAS Y CONSTRUCCIONES S.A. y que se incluye el cálculo de las vigas del tablero y pilas de la estructura 1 del proyecto constructivo de la LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA TRAMO: NUEVA ESTACIÓN DE ZARAGOZA Y SUS ACCESOS FERROVIARIOS: SUBTRAMO XIV-DELICIAS, se hacen notar los siguientes puntos:

- El ancho de tablero que figura en la descripción no coincide con el del cálculo ni con el de el de los planos, aunque hay que hacer notar que la diferencia es mínima y no tendría la menor importancia (13,68 frente a 13,54m).
- La Normativa utilizada y la forma de aplicarla son correctas en el sentido de los coeficientes de seguridad, y parámetros adoptados.
- EL planteamiento del emparrillado, es correcto en su planteamiento, tal y como se describe en esta nota de cálculo, y la magnitud de las reacciones parece correcta tras ser contrastada con un cálculo simplificado de estas.

GIF LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-BARCELONA-FRONTIERA FRANCESA TRAMO: MADRID-ZARAGOZA SUBTRAMO XIV - DELICIAS	INFORME SOBRE LOS CÁLCULOS DE LA ESTRUCTURA I	U. T. E: ARDANUY-AUDING-GEOCONTROL Camino de la Noguera s/n Autovía de Logroño Tf- 976-314041 Telefax- 976-460371
---	--	--

- Las luces de cálculo de las vigas no coinciden con las que figuran en planos. Concretamente la viga 12 se calcula con 24.18m de la luz y figura en planos con 2.71m. Estas diferencias no tendrían mayor importancia si no fuera por que se apuran demasiado los límites de seguridad a rotura (1.01 en viga 12 y 1.00 en viga 22) y que según cálculo no se incluye siquiera una armadura mínima pasiva en vigas 11 y 12, por eso se recomienda no apurar tanto los coeficientes y si se hace que las dimensiones de las vigas coincidan con las de los planos de replanteo o al menos estén del lado de la seguridad. Así mismo se recomienda incluir armadura mínima pasiva en todas las vigas.
- No se dispone de planos de armado de vigas, los planos de armado de losa superior si se corresponden con el cálculo.
- Los neoprenos en vano 2 son de 400x500x84 con una tensión máxima 119 Kp/cm² (menor de la recomendable por la buena práctica de 120Kp/cm²) y los del vano 1 son de 350x450x69 con una tensión máxima de 140 Kp/cm² (menor que la admisible de 150 Kp/cm² pero superior a la recomendable de 120 Kp/cm²). Recomendaría poner en ambos casos el mismo neopreno 400x500x84.
- El cálculo de las pilas a flexocompresión es correcto y el armado de las pilas suficiente para resistir los esfuerzos actuantes. sin embargo hay dos aspectos sin información; No hay cálculo alguno sobre el comportamiento de la unión de la pila prefabricada a la zapata ni en lo que se refiere a las fuertes tensiones de compresión introducidas por la flexión, ni tampoco justificación del anclaje a tracción (en principio escaso con 1,4m para la fuerte tracción introducida por tres barras del 25, 65ton).
- No se dispone de cálculo alguno del armado de la zapata de la pila ni de planos de armado de esta.
- No se dispone de cálculo alguno de armadura de zuncho bajo neoprenos en pila y la armadura dispuesta en planos parece claramente insuficiente.

Conclusión:

El cálculo parece correcto pero insuficiente en los aspectos mencionados y los planos están incompletos.

DOCUMENTO A.2.
CÁLCULOS DEFINITIVOS DE LOS MUROS
DE SUELO REFORZADO.



MUROS DE SUELO REFORZADO

OBRA: Nueva Estación de Zaragoza
CLIENTE: VÍAS Y CONSTRUCCIONES S.A.

 PRECON	REVISADO
Nombre: <u>M. BERMEJO</u>	
Firma: <u>[Signature]</u>	
Fecha: <u>23</u> / <u>08</u> / <u>01</u>	

INDICE

- 1. NOTA DE CÁLCULO.**
- 2. CÁLCULO DE LA REACCIÓN DEL TABLERO BAJO EL CARGADERO.**
 - 2.1 CÁLCULO DEL TABLERO.**
 - 2.1.1 ENTRADA DE DATOS.**
 - 2.1.2 REACCIONES EN APOYOS.**
 - 2.2 CÁLCULO DE TENSIONES BAJO EL CARGADERO.**
- 3. CÁLCULO DEL ESTRIBO 1.**
- 4. DESPIECE DE ESTRIBO 1 DE TIERRA REFORZADA.**

1. NOTA DE CÁLCULO

1. CALCULO DE ESTRIBOS Y ALETAS.

1.1.- COMPROBACIONES GENERALES.

1.1.1.- COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD GENERAL.

Esta comprobación es la usual en estabilidad de taludes, mediante el método de equilibrio límite de taludes a corto y a largo plazo.

1.1.2.- COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD INTERNA.

La estabilidad interna exige en cada nivel de armaduras una doble comprobación.

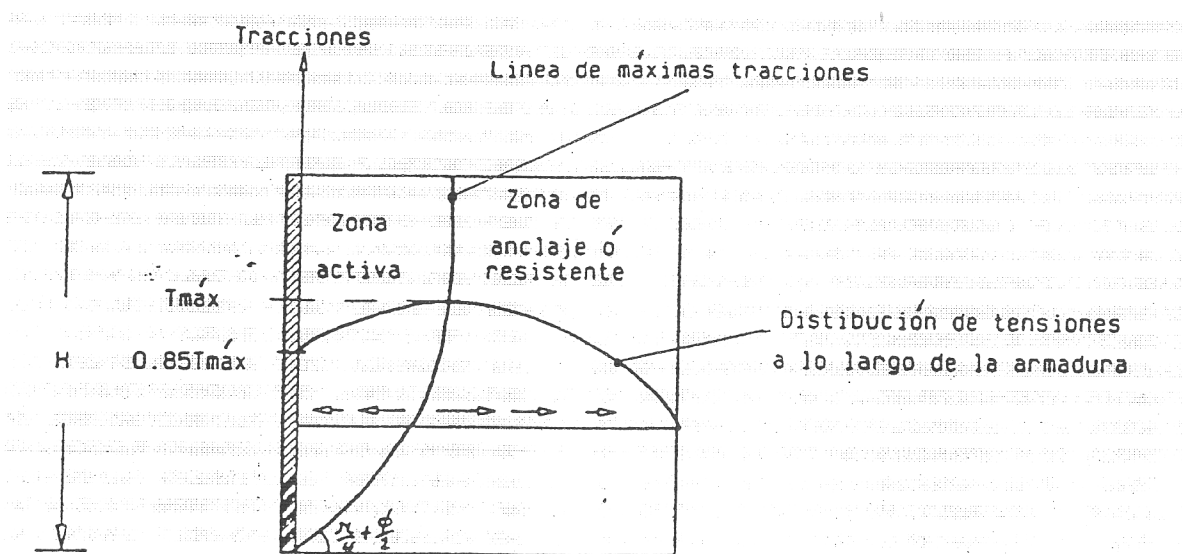
1.1.2.1.- Comprobación de la resistencia mecánica de la armaduras.

Esta comprobación exige que la sección de armadura sea suficiente para soportar los esfuerzos de tracción a que está sometida. Se considera como tensión admisible el límite elástico dividido por el coeficiente de seguridad.

Las dos secciones más críticas son:

a) La sección donde actúa la T_{max} , situada en la frontera de la sección. Se descuenta el espesor de sacrificio para tener en cuenta los efectos de corrosión.

b) La sección de unión al paramento que, aunque está sometida a un esfuerzo de tracción menor (del orden del 85 % del máximo), está debilitada por las perforaciones del enlace.



1.1.2.2.- Comprobación del anclaje de las armaduras.

Esta cálculo comprueba que la superficie del refuerzo sea suficiente para garantizar la adherencia por fricción entre el terreno y la armadura.

La determinación del coeficiente de fricción resulta fundamental en el análisis de la posible inestabilidad entre armadura y relleno, así como la adecuada definición de las zonas activas y resistentes del macizo.

Para la obtención de este coeficiente se pueden utilizar dos métodos distintos que se comentan más adelante.

1.2.- METODOS DE CALCULO.

1.2.1.- METODO CLASICO.

Constituye un método de cálculo límite en rotura, en el cual se considera el coeficiente de fricción real f constante en toda la altura del muro.

Asimismo, en dicho método las tensiones horizontales σ_3 , se obtienen considerando el coeficiente de empuje activo K_a constante en toda la altura del muro.

1.2.2.- METODO SEMIEMPIRICO.

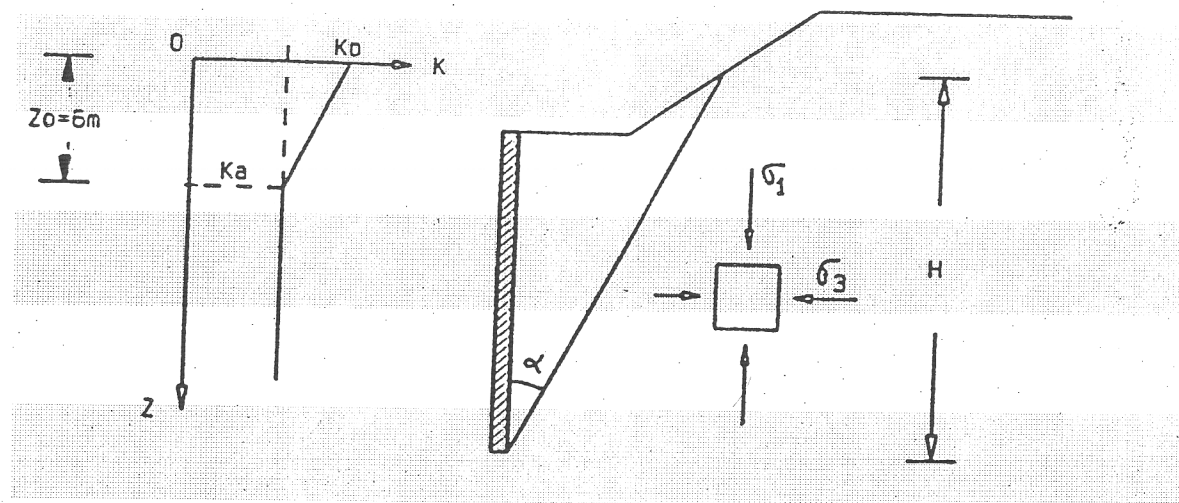
Este método, recogido en la Instrucción se basa en la numerosa experimentación existente, y constituye realmente un método de estado límite de servicio. Se diferencia del anterior en los tres aspectos siguientes:

Variación del coeficiente de empuje K con la profundidad.

$$K = K_o (1 - z / z_o) + K_a * z / z_o \quad \text{para } z < z_o = 6 \text{ m.}$$
$$K = K_a \quad \text{para } z > z_o$$

Siendo z la profundidad calculada a efectos mecánicas.

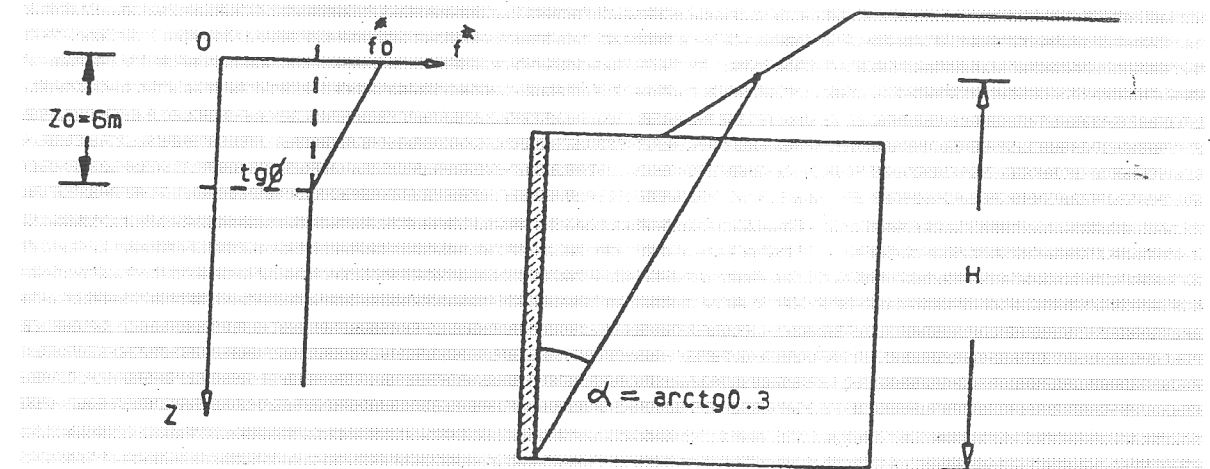
Los valores K_o y K_a son los coeficientes de empuje al reposo y activo respectivamente. La utilización de este coeficiente de empuje variable permitirá obtener las tensiones horizontales $\sigma_3 = K * \sigma_1$ de manera más aproximada al comportamiento del macizo reforzado en estado límite de servicio.



b) Coeficiente de fricción tierra-armadura variable.

El coeficiente aparente de rozamiento disminuye al ir aumentando la tensión vertical debida al peso de tierras. El fenómeno es más apreciable en armaduras con resaltes que en las lisas. Es por esto por lo que se adopta la siguiente ley de variación del coeficiente de rozamiento para armaduras con resaltes.

$$\begin{aligned} f^* &= f_o^* (1 - z/z_o) + \operatorname{tg} \phi & \text{para } z < z_o = 6\text{m} \\ f^* &= \operatorname{tg} \phi & \text{para } z > z_o \end{aligned}$$



El coeficiente aparente de fricción f_o^* depende de gran número de parámetros (granulometría, rozamiento entre partículas, angulosidad, etc). Se puede evaluar mediante la expresión.

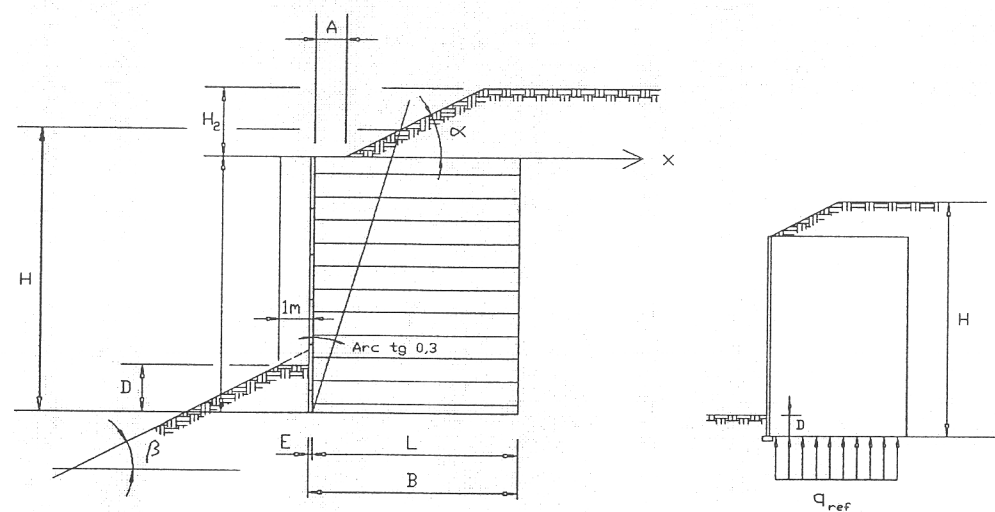
$$f^* = 1,2 + \log 10 (D_{60} / D_{10})$$

Siendo D_{60} y D_{10} los diámetros de las partículas con respecto a los cuales el peso de los granos de diámetro inferior representa el 60 % y 10 % del peso del suelo. A falta de determinaciones precisas puede adoptarse un valor mínimo de $f_o^* = 1,5$.

1.3.- BASES GENERALES DE DISEÑO.

1.3.1.- DIMENSIONES.

- H1 altura del paramento incluyendo la parte enterrada.
- H altura a efectos mecánicos.
- L longitud de las armaduras.



1.3.2.- ENTREGA DE LA ESTRUCTURA.

La entrega o penetración en el terreno depende de varios factores (profundidad de la helada, riesgo de descalce de la estructura, riesgo de sifonamiento).

Se debe proyectar una entrega mínima de 0,4 m para todas las obras.

Para obras normales se puede hacer el dimensionamiento de la entrega mínima a partir de la tabla siguiente.

VALORES DE LA ENTREGA MÍNIMA D_m

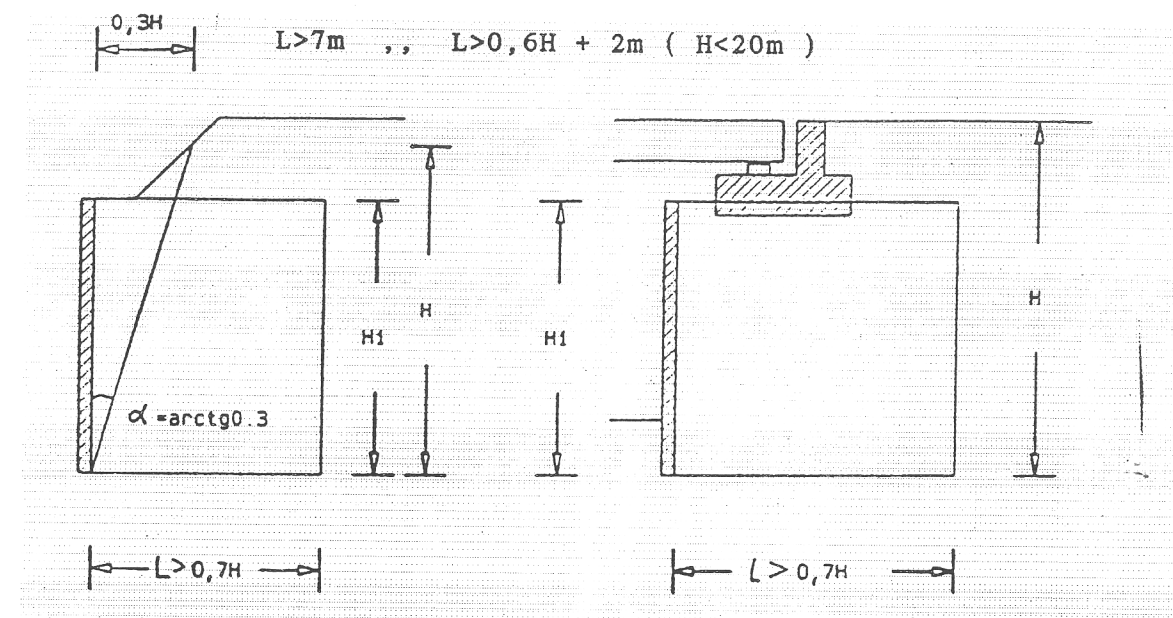
Pendiente del terreno		Entrega mínima D_m en m
$\beta = 0^\circ$	Muros Estribos	$H/20$ $H/10$
$\beta = 18^\circ$ (cot $\beta = 3/1$)	Muros	$H/10$
$\beta = 27^\circ$ (cot $\beta = 2/1$)	Muros	$H/7$
$\beta = 34^\circ$ (cot $\beta = 3/2$)	Muros	$H/5$

Le entrega real será mayor o igual a la entrega mínima proyectada.

1.3.3.- SECCION TRANSVERSAL

Los macizos de suelo reforzado para obras de contención o estribos de puente llevarán armaduras cuya longitud L sea superior o igual a $0,7 H$., valor mínimo necesario por consideraciones de estabilidad general y de rozamiento tierra-armadura (H representa la altura mecánica del muro).

Además en el caso de estribos de puentes se deberá elegir longitudes que cumplan las siguientes condiciones.



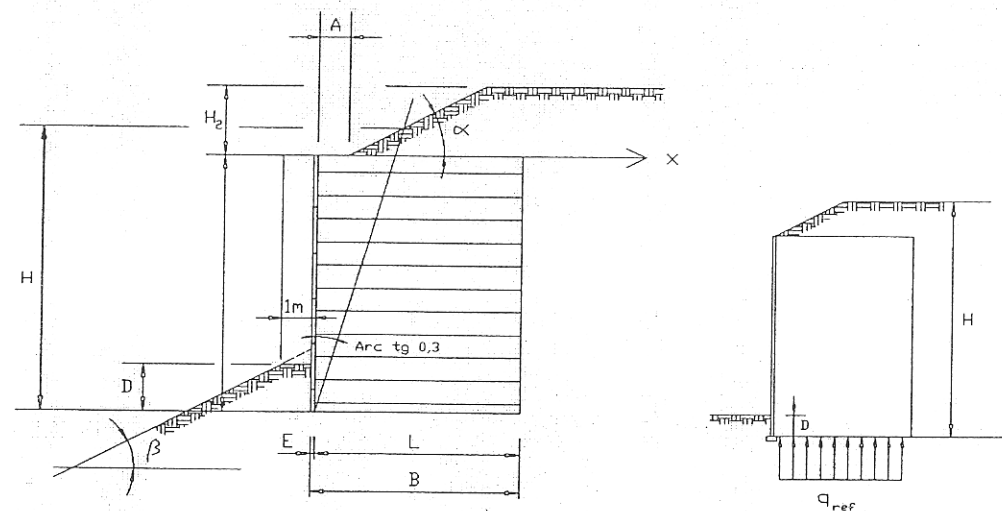
1.3.4.- TIPO DE OBRA

Dependiendo de la duración y el emplazamiento de la obra se determina un espesor de sacrificio para tener en cuenta los efectos de corrosión.

Este espesor puede ser extraído de la siguiente tabla:

Condiciones de la estructura	Duración					
	≤ 5 años		50 años		75 años	
	A	AG	A	AG	A	AG
En seco	0,5	0	2,5	1,0	3,5	1,5
En agua dulce	0,5	0	3,0	1,5	4,5	2,0
En zona marítima	1	N.A.	4,0	N.A.	6,0	N.A.
En emplazamiento agresivo	A determinar en cada caso					

A = acero dulce sin revestir
AG = acero dulce galvanizado
N.A. = no aplicable



1.3.2.- ENTREGA DE LA ESTRUCTURA.

La entrega o penetración en el terreno depende de varios factores (profundidad de la helada, riesgo de descalce de la estructura, riesgo de sifonamiento).

Se debe proyectar una entrega mínima de 0,4 m para todas las obras.

Para obras normales se puede hacer el dimensionamiento de la entrega mínima a partir de la tabla siguiente.

VALORES DE LA ENTREGA MÍNIMA D_m

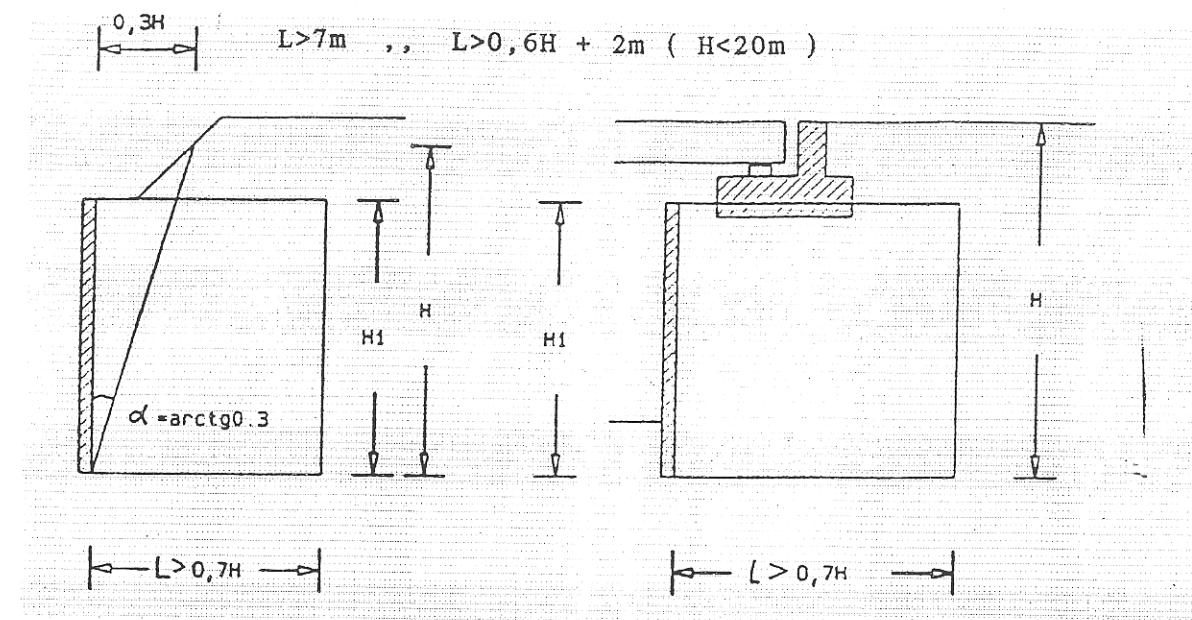
Pendiente del terreno		Entrega mínima D_m en m
$\beta = 0^\circ$	Muros Estribos	$H/20$ $H/10$
$\beta = 18^\circ$ ($\cot \beta = 3/1$)	Muros	$H/10$
$\beta = 27^\circ$ ($\cot \beta = 2/1$)	Muros	$H/7$
$\beta = 34^\circ$ ($\cot \beta = 3/2$)	Muros	$H/5$

La entrega real será mayor o igual a la entrega mínima proyectada.

1.3.3.- SECCION TRANSVERSAL

Los macizos de suelo reforzado para obras de contención o estribos de puente llevarán armaduras cuya longitud L sea superior o igual a $0,7 H$, valor mínimo necesario por consideraciones de estabilidad general y de rozamiento tierra-armadura (H representa la altura mecánica del muro).

Además en el caso de estribos de puentes se deberá elegir longitudes que cumplan las siguientes condiciones.



1.3.4.- TIPO DE OBRA

Dependiendo de la duración y el emplazamiento de la obra se determina un espesor de sacrificio para tener en cuenta los efectos de corrosión.

Este espesor puede ser extraído de la siguiente tabla:

Condiciones de la estructura	Duración					
	≤ 5 años		50 años		75 años	
	A	AG	A	AG	A	AG
En seco	0,5	0	2,5	1,0	3,5	1,5
En agua dulce	0,5	0	3,0	1,5	4,5	2,0
En zona marítima	1	N.A.	4,0	N.A.	6,0	N.A.
En emplazamiento agresivo	A determinar en cada caso					

A = acero dulce sin revestir
AG = acero dulce galvanizado
N.A. = no aplicable

1.3.5.- ARMADURAS.

El acero empleado en la construcción del muro será del tipo AE-355 UNE galvanizado en caliente, 500 g/m². En cada cara.

La tensión admisible será ponderada por un coeficiente que para obras normales es 1,50 y para obras especiales 1,65. Se descontará en el cálculo el espesor sacrificado para corrosión.

1.3.6.- PARAMENTO.

El paramento está formado por escamas cruciformes de hormigón de 14 cm., de espesor. Estas piezas pueden estar armadas interiormente o no según la sollicitación a la que estén sometidas.

2.- NORMATIVA CONSIDERADA

- "INSTRUCCIÓN DE HORMIGON ESTRUCTURAL (1998)" (EHE)
- "MANUAL PARA EL PROYECTO Y EJECUCIÓN DE ESTRUCTURAS DE SUELO REFORZADO". DIR.GRAL. DE CARRETERAS. Mº DE FOMENTO (1998).
- "OUVRAGES EN SOLS RAPPORTÉS RENFORCÉS POR ARMATURES DE NAPPES PEU EXTENSIBLES ET SOUPLES" (NF P 94-220).

2. CÁLCULO DE LA REACCIÓN DEL TABLERO BAJO EL CARGADERO

2.1. CÁLCULO DEL TABLERO

2.1.1 ENTRADA DE DATOS

Puente de dos vanos de 27,70 y 25.43 m de longitud aproximadamente, formado por un tablero de 13.68 m de ancho, dos aceras de 1,80 m y 0,25 m de canto mínimo de losa.

DATOS GENERALES DE CALCULO

Tipo de viga : A-130-A
Ancho medio del tablero : 13.68 m
Luz máxima de cálculo : 26.80 m
Número de vigas por vano : 2
Canto total de losa : 0,25 m
Sobrecarga uniforme : 400 kp/m²
Sobrecarga de carro : 60 Mp
Pavimento asfáltico : 0,12 m
Esviaje: 59.92 g
Cálculo: 4207Y A y 4207X

El estribo de suelo reforzado es el E-1, correspondiente al vano corto L= 25.43 m aproximadamente y el cálculo correspondiente es el 4207 X.

TITULO DEL CALCULO : NUEVA EST.DE ZARAGOZA:VANO 1 (Vano corto)
NOMBRE ARCHIVO REFERENCIA: 4207X
TIPO DE VIGA PROYECTADA: A-130.VA Area cables: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

GEOMETRIA DEL TABLERO
VER. Analisis: R1-OCT/1999)

Ancho medio del tablero (m) : 13.68
Ancho de la acera izq. (m) : 1.8
Ancho de la acera der. (m) : 1.8
Espesor de aceras (m) : .2
Canto losa (m) : .18
Espesor de aglomerado (m) : .12
Recrecio aglomerado (m) : .04
Canto encofrado perdido (m) : .07
Entrega encof. perdido (m) : .1
Canto total (m) : 1.55
Vuelo izquierdo (m) : 3.8
Vuelo derecho (m) : 3.97
Numero de vigas : 2
Ala superior (m) : .98

*****COORDENADAS DE LAS ESQUINAS DEL TABLERO*****

ESQUINA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	.610	9.740
2	13.980	0.000
3	0.000	34.360
4	13.980	24.180

BARRAS TRANSVERSALES PARALELAS A LA DIRECCION : (.61,9.74) (13.98,0)

VIGA	LONGITUD (m)	LUZ CALCULO (m)	SITUACION (m)	CANTO (m)
1	25.43	24.63	0.00	1.300
2	24.98	24.18	7.22	1.300

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LA SECCION SIMPLE DE VIGA

Canto=	1.3000 m	Inercia=	.17344109 m4
Ycg =	.4973 m	Wxxi =	.34874206 m3
H-Ycg=	.8027 m	Wxxs =	.21608112 m3
Area =	.8820 m2		

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Resistencia inicial del hormigon en viga (fck0) ..	360 Kp/cm2
Resistencia caracteristica del hormigon en viga (fck) ..	500 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc) ..	1.50
Resistencia caracteristica del hormigon en losa (fck) ..	250 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc) ..	1.50
Limite elastico de la armadura pasiva (fyk)	5099 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion en viga (Gs) ..	1.15
Coeficiente de minoracion en losa (Gs) ..	1.15
Limite elastico de la armadura activa (fyk)	16680 Kp/cm2
Carga unitaria maxima (fmax)	18967 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gs) ..	1.15
Tension de pretensado de la armadura activa SUPERIOR ..	140000 Mp/m2
Area del cable utilizado SUPERIOR	1.4000 cm2
Tension de pretensado de la armadura activa INFERIOR ..	140000 Mp/m2
Area del cable utilizado INFERIOR	1.4000 cm2

Tensiones Admisibles

	Compresion	Traccion
En viga al pretensar:	216.00 Kp/cm2	22.90 Kp/cm2
En viga con sobrecargas:	300.00 Kp/cm2	20.00 Kp/cm2
En losa con sobrecargas:	150.00 Kp/cm2	

ACCIONES DIRECTAS CARACTERISTICAS

CARGAS PERMANENTES

Peso propio viga = 2205 Kp/m
Peso propio losa = 625 Kp/m²

Peso de Aceras	=	500	Kp/m ²
Peso Barandilla	DER.=	150	Kp/m
Peso Barandilla	IZQ.=	150	Kp/m
Peso Barrera	DER.=	150	Kp/m
Peso Barrera	IZQ.=	150	Kp/m
Peso Aglomerado	=	288	Kp/m ²

CARGAS VARIABLES

Sobrecarga uniforme= 400 Kp/m2
Sobrecarga de carro= 60 Mp

Coef. Mayoracion de acciones PERMANENTES (Gg)	1.35
Coef. Mayoracion de acciones VARIABLES (Gf)	1.50

TITULO DEL CALCULO : NUEVA EST.DE ZARAGOZA:VANO 1 (Vano corto)

TIPO VIGA UTILIZADA : A-130.VA

DATOS GENERALES DE CALCULO

ANCHO MEDIO DEL TABLERO.....:	13.68 m
LUZ MAXIMA DE CALCULO	24.63 m
ENTREGA DE VIGA EN APOYO.....:	.40 m
NUMERO DE VIGAS.....:	2

CANTO LOSA	: .18 m
CANTO ENCOFRADO PERDIDO.....	: .07 m
ENTREGA DE APOYO ENCOFRADO PERDIDO..	: .10 m

ANCHO ACERA IZQUIERDA.....:	1.80 m
ANCHO ACERA DERECHA.....:	1.80 m
ESPOSOR DE AGLOMERADO.....:	.12 m
RECRECIDO DE AGLOMERADO.....:	.04 m

PESO ACERAS.....	500	Kp/m2
PESO BARANDILLA IZQUIERDA.....	150	Kp/m
PESO BARANDILLA DERECHA.....	150	Kp/m
PESO BARRERA IZQUIERDA.....	150	Kp/m
PESO BARRERA DERECHA.....	150	Kp/m

SOBRECARGA UNIFORME.....:	400	Kp/m2
SOBRECARGA DE CARRO	60	Mp

2.1.2 REACCIONES EN APOYOS

A continuación se muestra un listado con las reacciones en los apoyos de las vigas (sobre el cargadero) procedentes del cálculo anterior.

Las hipótesis de cálculo consideradas son las siguientes:

- F1_ Carga Permanente.
- F2_ Sobrecarga de 0.4 t/m² en el ámbito de la viga 1.
- F3_ Sobrecarga de 0.4 t/m² en el ámbito de la viga 2.
- Desde F4 hasta F45 sobrecargas debidas a un carro de 60 t aplicado en diferentes posiciones.

NUEVA EST.DE ZARAGOZA: VANO 1 (Vano corto)

REACCIONES APOYOS RÍGIDOS				
NUDO	HIPOTESIS	Mx	My	Fz
3	F1	0.00000	0.00000	-40.19951
	F2	0.00000	0.00000	-37.26988
	F3	0.00000	0.00000	2.88182
	F4	0.00000	0.00000	-34.02563
	F5	0.00000	0.00000	-29.41189
	F6	0.00000	0.00000	-23.62694
	F7	0.00000	0.00000	-19.10541
	F8	0.00000	0.00000	-14.10283
	F9	0.00000	0.00000	-9.62301
	F10	0.00000	0.00000	-3.33460
	F11	0.00000	0.00000	1.36791
	F12	0.00000	0.00000	-56.42505
	F13	0.00000	0.00000	-50.34656
	F14	0.00000	0.00000	-41.21213
	F15	0.00000	0.00000	-33.59420
	F16	0.00000	0.00000	-25.31550
	F17	0.00000	0.00000	-17.43275
	F18	0.00000	0.00000	-6.41058
	F19	0.00000	0.00000	1.07886
	F20	0.00000	0.00000	-9.90851
	F21	0.00000	0.00000	-6.89742
	F22	0.00000	0.00000	-4.53025
	F23	0.00000	0.00000	-3.93707
	F24	0.00000	0.00000	-3.10466
	F25	0.00000	0.00000	-2.31056
	F26	0.00000	0.00000	-1.61853
	F27	0.00000	0.00000	1.05225
	F28	0.00000	0.00000	3.80639
	F29	0.00000	0.00000	-47.46736
	F30	0.00000	0.00000	-41.94034
	F31	0.00000	0.00000	-33.83317
	F32	0.00000	0.00000	-27.34091
	F33	0.00000	0.00000	-20.08160
	F34	0.00000	0.00000	-13.66457
	F35	0.00000	0.00000	-5.07283
	F36	0.00000	0.00000	.53441
	F37	0.00000	0.00000	-19.79179
	F38	0.00000	0.00000	-16.58310
	F39	0.00000	0.00000	-12.97137
	F40	0.00000	0.00000	-11.24297
	F41	0.00000	0.00000	-8.88760
	F42	0.00000	0.00000	-6.55075
	F43	0.00000	0.00000	-4.71325
	F44	0.00000	0.00000	-.59264
	F45	0.00000	0.00000	2.72170

75	F1	0.00000	0.00000	-34.71115
----	----	---------	---------	-----------

F2	0.00000	0.00000	-34.09430
F3	0.00000	0.00000	3.35497
F4	0.00000	0.00000	-29.19726
F5	0.00000	0.00000	-25.31748
F6	0.00000	0.00000	-19.46496
F7	0.00000	0.00000	-15.33042
F8	0.00000	0.00000	-10.91500
F9	0.00000	0.00000	-6.92776
F10	0.00000	0.00000	-1.35425
F11	0.00000	0.00000	2.38998
F12	0.00000	0.00000	-6.33037
F13	0.00000	0.00000	-4.41972
F14	0.00000	0.00000	-2.67978
F15	0.00000	0.00000	-1.76711
F16	0.00000	0.00000	-1.13750
F17	0.00000	0.00000	-.68491
F18	0.00000	0.00000	1.29469
F19	0.00000	0.00000	3.41084
F20	0.00000	0.00000	-54.46788
F21	0.00000	0.00000	-48.76633
F22	0.00000	0.00000	-39.16257
F23	0.00000	0.00000	-32.44846
F24	0.00000	0.00000	-25.29287
F25	0.00000	0.00000	-18.17430
F26	0.00000	0.00000	-11.32889
F27	0.00000	0.00000	-4.08203
F28	0.00000	0.00000	.39576
F29	0.00000	0.00000	-15.61576
F30	0.00000	0.00000	-12.74210
F31	0.00000	0.00000	-9.07619
F32	0.00000	0.00000	-7.04402
F33	0.00000	0.00000	-4.91204
F34	0.00000	0.00000	-3.01599
F35	0.00000	0.00000	.40936
F36	0.00000	0.00000	3.15530
F37	0.00000	0.00000	-43.49284
F38	0.00000	0.00000	-39.24494
F39	0.00000	0.00000	-31.70607
F40	0.00000	0.00000	-26.67106
F41	0.00000	0.00000	-20.81462
F42	0.00000	0.00000	-14.95629
F43	0.00000	0.00000	-10.29424
F44	0.00000	0.00000	-2.94171
F45	0.00000	0.00000	1.15673

7

F1	0.00000	0.00000	-35.04838
F2	0.00000	0.00000	3.52142
F3	0.00000	0.00000	-34.58886
F4	0.00000	0.00000	2.96372
F5	0.00000	0.00000	-1.17047
F6	0.00000	0.00000	-6.95404
F7	0.00000	0.00000	-11.13072
F8	0.00000	0.00000	-15.66230
F9	0.00000	0.00000	-19.83903
F10	0.00000	0.00000	-26.07319

F11	0.00000	0.00000	-30.30506
F12	0.00000	0.00000	-.02149
F13	0.00000	0.00000	-5.39653
F14	0.00000	0.00000	-14.15953
F15	0.00000	0.00000	-21.90130
F16	0.00000	0.00000	-29.92479
F17	0.00000	0.00000	-37.57583
F18	0.00000	0.00000	-48.40220
F19	0.00000	0.00000	-55.12922
F20	0.00000	0.00000	3.96204
F21	0.00000	0.00000	1.66327
F22	0.00000	0.00000	-.52616
F23	0.00000	0.00000	-.92825
F24	0.00000	0.00000	-1.47240
F25	0.00000	0.00000	-2.13288
F26	0.00000	0.00000	-3.13134
F27	0.00000	0.00000	-5.12991
F28	0.00000	0.00000	-7.34671
F29	0.00000	0.00000	1.40777
F30	0.00000	0.00000	-3.64317
F31	0.00000	0.00000	-11.72550
F32	0.00000	0.00000	-17.89572
F33	0.00000	0.00000	-24.68234
F34	0.00000	0.00000	-30.82477
F35	0.00000	0.00000	-39.33218
F36	0.00000	0.00000	-44.47359
F37	0.00000	0.00000	3.72777
F38	0.00000	0.00000	.94967
F39	0.00000	0.00000	-2.56566
F40	0.00000	0.00000	-4.16389
F41	0.00000	0.00000	-6.11319
F42	0.00000	0.00000	-8.04572
F43	0.00000	0.00000	-9.81991
F44	0.00000	0.00000	-13.75969
F45	0.00000	0.00000	-16.65692

79

F1	0.00000	0.00000	-41.84621
F2	0.00000	0.00000	1.67022
F3	0.00000	0.00000	-37.73786
F4	0.00000	0.00000	.25917
F5	0.00000	0.00000	-4.10016
F6	0.00000	0.00000	-9.95406
F7	0.00000	0.00000	-14.43345
F8	0.00000	0.00000	-19.31987
F9	0.00000	0.00000	-23.61020
F10	0.00000	0.00000	-29.23796
F11	0.00000	0.00000	-33.45283
F12	0.00000	0.00000	2.77691
F13	0.00000	0.00000	.16280
F14	0.00000	0.00000	-1.94856
F15	0.00000	0.00000	-2.73740
F16	0.00000	0.00000	-3.62221
F17	0.00000	0.00000	-4.30650
F18	0.00000	0.00000	-6.48190
F19	0.00000	0.00000	-9.36048

F20	0.00000	0.00000	.41436
F21	0.00000	0.00000	-5.99952
F22	0.00000	0.00000	-15.78102
F23	0.00000	0.00000	-22.68622
F24	0.00000	0.00000	-30.13006
F25	0.00000	0.00000	-37.38226
F26	0.00000	0.00000	-43.92125
F27	0.00000	0.00000	-51.84031
F28	0.00000	0.00000	-56.85544
F29	0.00000	0.00000	1.67536
F30	0.00000	0.00000	-1.67439
F31	0.00000	0.00000	-5.36515
F32	0.00000	0.00000	-7.71935
F33	0.00000	0.00000	-10.32402
F34	0.00000	0.00000	-12.49467
F35	0.00000	0.00000	-16.00434
F36	0.00000	0.00000	-19.21613
F37	0.00000	0.00000	-.44314
F38	0.00000	0.00000	-5.12163
F39	0.00000	0.00000	-12.75691
F40	0.00000	0.00000	-17.92208
F41	0.00000	0.00000	-24.18459
F42	0.00000	0.00000	-30.44723
F43	0.00000	0.00000	-35.17261
F44	0.00000	0.00000	-42.70596
F45	0.00000	0.00000	-47.22151

Reacciones Vano Corto - Nueva Estación de Zaragoza
Estribo 1 - Nº Proyecto: PCE-010920-HTR

X en metros	0	4,84	12,5	17,2
Hipótesis				
F1		122,31	117,80	
F2		38,48	-3,64	
F3		-2,98	35,73	
F12		56,43	0,02	
F13		50,35	5,40	
F14		41,21	14,16	
F15		33,59	21,90	
F16		25,32	29,92	
F17		17,43	37,58	
F18		6,41	48,40	
F19		-1,08	55,13	

2.2. CÁLCULO DE TENSIONES BAJO EL CARGADERO

Se hace un cálculo de las tensiones en el terreno bajo el cargadero. Para ello, consideramos al cargadero como una viga apoyada en toda su longitud sobre una fundación elástica y la cargamos con las reacciones del tablero.

Se tienen en cuenta todas las hipótesis de cargas permanentes y sobrecarga de 0.4 t/m2. En cuanto a las hipótesis de carro, se consideran las más desfavorables para el cargadero (para la mitad de éste, ya que la otra mitad es “simétrica”).

Las cargas aplicadas en el cargadero en las distintas hipótesis son las siguientes:

Reacciones Vano Corto-Nueva Estación de Zaragoza				
Estribo 1 – N° Proyecto: PCE-010920-HTR				
X en metros	0	4,84	12,5	17,2
F1	2,99	6,99	6,85	3,08
F2	1,44	1,88	0,12	-0,62
F3	-0,55	0,13	1,76	1,43
F12	2,05	2,8	0,44	-0,7
F13	1,76	2,54	0,66	,042
F14	1,32	2,15	1,03	0,04
F15	0,95	1,84	1,36	0,44
F16	0,55	1,49	1,69	0,85
F17	0,17	1,16	2,02	1,25
F18	-0,36	0,7	2,47	1,81
F19	-0,72	0,38	2,75	2,17

LISTADO ELÁSTICA

Como resultado del cálculo se obtienen las siguientes tensiones en el terreno (bajo el cargadero):

$X = 4.84 \text{ metros}$ $\sigma = 6.99 + 1.88 + 0.13 + 2.80 = 11.8 \text{ T/m}^2$.

La tensión máxima se produce en el apoyo de la viga 1 (X=4.84) y su valor es 11.8 t/m2. Como el ancho del cargadero es de 2.30 m, obtenemos una reacción vertical en el terreno “bajo el cargadero” de 27.14 t/m (11.8 x 2.30). En el cálculo de los estribos de tierra reforzada se considera una reacción vertical bajo el cargadero de 27.14 t/m.

1	4.84	38.48	0
2	12.5	-3.64	0

ABSCISA (m)	TENSION (t/m2)	MOMENTO (tm)	CORTANTE (t)
0.00	1.44	0.00	0.00
4.84IZQ	1.88	44.64	19.35
4.84DCH	1.88	44.64	-19.13
12.50IZQ	0.12	-9.96	-0.71
12.50DCH	0.12	-9.96	2.93
17.20	-0.62	-0.00	0.00

HIPOTESIS DE CARGA NUMERO - 3

VIGA SOBRE FUNDACION ELASTICA

Coef. balasto terreno	(t/m3)	=	3000
Ancho de la seccion	(m)	=	2.3
Inercia de la seccion	(m4)	=	.3312
Modulo E hormigon	(t/m2)	=	3000000
Longitud de la viga	(m)	=	17.2

CARGA	ABSCISA	F VERTICAL	MOMENTO
2	4.84	-2.98	0
	12.5	35.73	0

ABSCISA (m)	TENSION (t/m2)	MOMENTO (tm)	CORTANTE (t)
0.00	-0.55	-0.00	-0.00
4.84IZQ	0.13	-9.17	-2.55
4.84DCH	0.13	-9.17	0.43
12.50IZQ	1.76	40.66	17.75
12.50DCH	1.76	40.66	-17.98
17.20	1.43	0.00	-0.00

HIPOTESIS DE CARGA NUMERO - 1

CARGA	ABSCISA	F VERTICAL	MOMENTO
1	4.84	122.31	0
2	12.5	117.8	0

ABSCISA (m)	TENSION (t/m2)	MOMENTO (tm)	CORTANTE (t)
0.00	2.99	0.00	0.00
4.84IZQ	6.99	121.02	57.67
4.84DCH	6.99	121.02	-64.64
12.50IZQ	6.85	113.92	62.32
12.50DCH	6.85	113.92	-55.48
17.20	3.08	0.00	-0.00

HIPOTESIS DE CARGA NUMERO - 2

CARGA	ABSCISA	F VERTICAL	MOMENTO
-------	---------	------------	---------

HIPOTESIS DE CARGA NUMERO - 4

CARGA	ABSCISA	F VERTICAL	MOMENTO
1	4.84	56.43	0
2	12.5	.02	0

ABSCISA (m)	TENSION (t/m2)	MOMENTO (tm)	CORTANTE (t)
0.00	2.05	0.00	0.00
4.84IZQ	2.80	64.59	28.21
4.84DCH	2.80	64.59	-28.22
12.50IZQ	0.44	-8.58	1.63
12.50DCH	0.44	-8.58	1.61
17.20	-0.70	-0.00	0.00

HIPOTESIS DE CARGA NUMERO - 5

CARGA	ABSCISA	F VERTICAL	MOMENTO
1	4.84	50.35	0
2	12.5	5.4	0

ABSCISA (m)	TENSION (t/m2)	MOMENTO (tm)	CORTANTE (t)
0.00	1.76	0.00	0.00
4.84IZQ	2.54	56.77	25.02
4.84DCH	2.54	56.77	-25.33
12.50IZQ	0.66	-1.60	4.14
12.50DCH	0.66	-1.60	-1.26
17.20	-0.42	-0.00	0.00

HIPOTESIS DE CARGA NUMERO - 6

CARGA	ABSCISA	F VERTICAL	MOMENTO
1	4.84	41.21	0
2	12.5	14.16	0

ABSCISA (m)	TENSION (t/m2)	MOMENTO (tm)	CORTANTE (t)
0.00	1.32	0.00	0.00
4.84IZQ	2.15	44.89	20.19
4.84DCH	2.15	44.89	-21.02
12.50IZQ	1.03	9.65	8.25
12.50DCH	1.03	9.65	-5.91
7.20	0.04	-0.00	-0.00

HIPOTESIS DE CARGA NUMERO - 7

CARGA	ABSCISA	F VERTICAL	MOMENTO
1	4.84	33.59	0
2	12.5	21.9	0

ABSCISA (m)	TENSION (t/m2)	MOMENTO (tm)	CORTANTE (t)
0.00	0.95	0.00	0.00
4.84IZQ	1.84	34.92	16.15
4.84DCH	1.84	34.92	-17.44

12.50IZQ	1.36	19.52	11.90
12.50DCH	1.36	19.52	-10.00
17.20	0.44	-0.00	-0.00

HIPOTESIS DE CARGA NUMERO - 8

CARGA	ABSCISA	F VERTICAL	MOMENTO
1	4.84	25.32	0
2	12.5	29.92	0

ABSCISA (m)	TENSION (t/m2)	MOMENTO (tm)	CORTANTE (t)
0.00	0.55	0.00	0.00
4.84IZQ	1.49	24.16	11.77
4.84DCH	1.49	24.16	-13.55
2.50IZQ	1.69	29.81	15.66
12.50DCH	1.69	29.81	-14.26
17.20	0.85	0.00	-0.00

HIPOTESIS DE CARGA NUMERO - 9

CARGA	ABSCISA	F VERTICAL	MOMENTO
1	4.84	17.43	0
2	12.5	37.58	0

ABSCISA (m)	TENSION (t/m2)	MOMENTO (tm)	CORTANTE (t)
0.00	0.17	0.00	0.00
4.84IZQ	1.16	13.89	7.60
4.84DCH	1.16	13.89	-9.83
12.50IZQ	2.02	39.63	19.26
12.50DCH	2.02	39.63	-18.32
17.20	1.25	0.00	-0.00

HIPOTESIS DE CARGA NUMERO - 10

CARGA	ABSCISA	F VERTICAL	MOMENTO
1	4.84	6.41	0
2	12.5	48.4	0

ABSCISA (m)	TENSION (t/m2)	MOMENTO (tm)	CORTANTE (t)
0.00	-0.36	0.00	-0.00
4.84IZQ	0.70	-0.46	1.77
4.84DCH	0.70	-0.46	-4.64
12.50IZQ	2.47	53.49	24.35
12.50DCH	2.47	53.49	-24.05
17.20	1.81	0.00	-0.00

HIPOTESIS DE CARGA NUMERO - 11

CARGA	ABSCISA	F VERTICAL	MOMENTO
1	4.84	-1.08	0
2	12.5	55.13	0

ABSCISA (m)	TENSION (t/m2)	MOMENTO (tm)	CORTANTE (t)
0.00	-0.72	-0.00	-0.00
4.84IZQ	0.38	-10.12	-2.17
4.84DCH	0.38	-10.12	-1.09
12.50IZQ	2.75	62.20	27.49
12.50DCH	2.75	62.20	-27.64
17.20	2.17	0.00	-0.00

3. CÁLCULO DEL ESTRIBO 1

ALETA IZQUIERDA

PROGRAMA TIEREF

DISEÑO DE MUROS Y ESTRIBOS DE TIERRA REFORZADA

VERSION N° 2 FECHA : 12/06/97

Copyright : J.Díaz del Valle, 1997

E.T.S. de I.C.C. y P. de Santander

DATOS DEL PROYECTO DEL MURO

PROYECTO : Nueva Estación de Zaragoza - Aleta Izquierda

REFERENCIA : PCE 010920

FECHA DEL CALCULO : 02-08-2001

DATOS DE ENTRADA

(METODO DE ANALISIS LIMITE ULTIMO)

DATOS GEOMETRICOS DEL MURO

Cota en m. del punto inicial de replanteo (PIR) = 204.21
Escama de salida : Entera (=1) y Media escama (=1) = -1
Entrega mínima en % de la altura = 10.000
Entrega mínima absoluta en metros = 0.400
Canto de la solera de hormigón en m. = 0.200

-Puntos de coronación (4) :

N°	X	Z	N°	X	Z	N°	X	Z
	(m)	(m)		(m)	(m)		(m)	(m)
1	0.000	209.442	2	4.490	209.442	3	10.140	209.442

4 16.500 209.442

-Puntos de linea de entrega (4) :

N°	X	Z	N°	X	Z	N°	X	Z
	(m)	(m)		(m)	(m)		(m)	(m)
1	0.000	206.086	2	4.490	204.050	3	10.140	203.100
4	16.500	200.626						

DATOS DEL TERRENO REFORZADO

-Características de las armaduras :

Tipo de armaduras : Armaduras con resaltes
Anchura de la armadura en cm. = 5.000
Espesor real de la armadura en cm. = 0.400
Espesor sacrificado por corrosión (cm) = 0.100
Diámetro del taladro en armadura en cm. = 1.300
Límite el stico del acero en Kg/cm² = 3500
Coeficiente f de fricción tierra-armadura = 0.726
Coeficiente de seguridad a tracción = 1.500
Coeficiente de seguridad a adherencia = 2.000
Salto de las armaduras en m. = 0.50
Longitud de la armadura máxima en m. = 7.00

-Características del terreno y suelo :

Peso específico del terreno reforzado en t/m³ 1 = 2.000
Peso específico del terreno del trasdós en t/m³ 2 = 2.000
Angulo de rozamiento interno del terreno reforzado (ø) . i1 = 36.00
Angulo de rozamiento interno del terreno del trasdós (ø) i2 = 30.00
Angulo de rozamiento del terreno de cimentación (ø) i3 = 30.00
Sobrecarga sobre el relleno (t/m²) q = 1.00
La sobrecarga q , no actúa en la fricción entre tierra y armadura

RESULTADOS EN CIMENTACION

Fuerzas Verticales:

Peso de las tierras Vt = 136.50 t.
 Peso de la sobrecarga Vs = 7.00 t.

Fuerza vertical total Vtotal = 143.50 t.

Fuerzas Horizontales:

Empuje del terreno reforzado Et = 31.69 t.
 Sobreempuje del terreno Es = 3.25 t.

Fuerza horizontal total Etot = 34.94 t.

Momentos volcadores Mv:

Debidos al empuje Et Mvt = 102.98 t.m
 Debidos al sobreempuje Es Mvs = 15.84 t.m

Momento volcador total Mv = 118.83 t.m

Momentos estabilizadores Me:

Debidos al peso de las tierras Vt Met = 477.75 t.m
 Debidos al peso de la sobrecarga Vs..... Mes = 24.50 t.m

Momento estabilizador total Me = 502.25 t.m

Momento resultante Mres = 383.42 t.m

Tensiones y coeficientes de seguridad:

Tensión vertical σ_{lc} = 26.85 t/m²
 Excentricidad exc = 0.828 m.
 Seguridad a vuelco Cv = 4.23
 Seguridad a deslizamiento Cd = 2.37

(Fuerzas y momentos por metro de anchura)

RESULTADOS EN EL TERRENO REFORZADO

(H = 9.75 m. L = 7.00 m.)

Fuerzas (t):

Nivel	Z	Horizontales			Verticales		
		Et	Es	Etotal	Vt	Vs	Vtotal
1	0.375	0.05	0.13	0.17	5.25	7.00	12.25
2	1.125	0.42	0.38	0.80	15.75	7.00	22.75
3	1.875	1.17	0.63	1.80	26.25	7.00	33.25
4	2.625	2.30	0.88	3.17	36.75	7.00	43.75
5	3.375	3.80	1.13	4.92	47.25	7.00	54.25
6	4.125	5.67	1.38	7.05	57.75	7.00	64.75
7	4.875	7.92	1.63	9.55	68.25	7.00	75.25
8	5.625	10.55	1.88	12.42	78.75	7.00	85.75
9	6.375	13.55	2.13	15.67	89.25	7.00	96.25
10	7.125	16.92	2.38	19.30	99.75	7.00	106.75
11	7.875	20.67	2.63	23.30	110.25	7.00	117.25
12	8.625	24.80	2.88	27.67	120.75	7.00	127.75
13	9.375	29.30	3.13	32.42	131.25	7.00	138.25

Momentos (m.t):

Nivel	Z	Estabilizadores			Volcadores		Result.	
		Mes	Met	Me	Mvt	Mvs	Mv	Mres
1	0.375	24.50	18.38	42.88	0.01	0.02	0.03	42.85
2	1.125	24.50	55.13	79.63	0.16	0.21	0.37	79.26
3	1.875	24.50	91.88	116.38	0.73	0.59	1.32	115.06
4	2.625	24.50	128.63	153.13	2.01	1.15	3.16	149.97
5	3.375	24.50	165.38	189.88	4.27	1.90	6.17	183.71
6	4.125	24.50	202.13	226.63	7.80	2.84	10.63	215.99
7	4.875	24.50	238.88	263.38	12.87	3.96	16.83	246.54
8	5.625	24.50	275.63	300.13	19.78	5.27	25.05	275.08
9	6.375	24.50	312.38	336.88	28.79	6.77	35.56	301.31
10	7.125	24.50	349.13	373.63	40.19	8.46	48.65	324.97

11	7.875	24.50	385.88	410.38	54.26	10.34	64.60	345.78
12	8.625	24.50	422.63	447.13	71.29	12.40	83.69	363.44
13	9.375	24.50	459.38	483.88	91.55	14.65	106.20	377.67

RESULTADOS EN EL TERRENO REFORZADO

Tensiones (t/m2):

Nivel	Z	ã1	exc	ã3	ã1*	ã3*
1	0.375	1.75	0.00	0.45	0.75	0.20
2	1.125	3.27	0.02	0.85	2.25	0.59
3	1.875	4.80	0.04	1.25	3.75	0.99
4	2.625	6.38	0.07	1.66	5.25	1.40
5	3.375	8.01	0.11	2.08	6.75	1.82
6	4.125	9.71	0.16	2.52	8.25	2.26
7	4.875	11.48	0.22	2.98	9.75	2.72
8	5.625	13.37	0.29	3.47	11.25	3.21
9	6.375	15.37	0.37	3.99	12.75	3.73
10	7.125	17.53	0.46	4.55	14.25	4.29
11	7.875	19.88	0.55	5.16	15.75	4.90
12	8.625	22.45	0.66	5.83	17.25	5.57
13	9.375	25.30	0.77	6.57	18.75	6.31

Dimensionamiento:

Nivel	Z	Tipo de	Número de armaduras			Coefs. seguridad	
Nº	(m)	Escama	nr	na	Arm	Cr	Ca
1	0.375	14	0.15	1.15	2	20.53	3.47
2	1.125	14	0.27	1.16	2	11.01	3.46
3	1.875	14	0.40	1.17	2	7.48	3.43
4	2.625	14	0.53	1.18	2	5.63	3.39
5	3.375	14	0.67	1.19	2	4.49	3.35
6	4.125	14	0.81	1.21	2	3.70	3.30
7	4.875	14	0.96	1.24	2	3.13	3.24
8	5.625	14	1.12	1.26	2	2.69	3.17
9	6.375	14	1.28	1.30	2	2.34	3.09
10	7.125	14	1.46	1.33	2	2.05	3.00
11	7.875	14a	1.66	1.38	2	1.81	2.90
12	8.625	14a	1.87	1.43	2	1.60	2.80
13	9.375	14a	2.11	1.49	3	2.13	4.03

ESTRIBO

PROGRAMA TIEREF

DISEÑO DE MUROS Y ESTRIBOS DE TIERRA REFORZADA

VERSION N° 2 FECHA : 12/06/1997
Copyright : J.Díaz del Valle, 1997

E.T.S. de I.C.C. y P. de Santander

DATOS PROYECTO DEL ESTRIBO

PROYECTO : Nueva Estacion Zaragoza-Estribo

REFERENCIA : PCE010920

FECHA DEL CALCULO : 02-08-2001

DATOS DE ENTRADA

(METODO DE ANALISIS LIMITE ULTIMO)

DATOS GEOMETRICOS DEL MURO

Cota en m. del punto inicial de replanteo (PIR) = 200.09
Escama de salida : Entera (=1) ¢ Media escama (=1) = 1
Entrega mínima en % de la altura = 10.000
Entrega mínima absoluta en metros = 0.400
Canto de la solera de hormigón en m. = 0.200

-Puntos de coronación (2) :

N°	X	Z	N°	X	Z	N°	X	Z
	(m)	(m)		(m)	(m)		(m)	(m)

1	0.000	207.382	2	18.000	207.382
---	-------	---------	---	--------	---------

-Puntos de linea de entrega (2) :

N°	X	Z	N°	X	Z	N°	X	Z
	(m)	(m)		(m)	(m)		(m)	(m)

1	0.000	200.720	2	18.000	200.720
---	-------	---------	---	--------	---------

DATOS DEL TERRENO REFORZADO

-Características de las armaduras :

Tipo de armaduras : Armaduras con resaltes
Anchura de la armadura en cm. = 5.000
Espesor real de la armadura en cm. = 0.400
Espesor sacrificado por corrosión (cm) = 0.100
Di metro del taladro en armadura en cm. = 1.300
Límite el stico del acero en Kg/cm2 = 3500
Coeficiente f de fricción tierra-armadura = 0.726
Coeficiente de seguridad a tracción = 1.500
Coeficiente de seguridad a adherencia = 2.000
Salto en m. de las armaduras situadas fuera del cargadero . = 0.50
Longitud en m. de la armadura máxima fuera del cargadero .. = 0.00
Longitud de las armaduras bajo cargadero en m. = 8.00

-Características del terreno y suelo :

Peso específico del terreno reforzado en t/m3 1 = 2.000
Peso específico del terreno del trasdós en t/m3 2 = 2.000
Angulo de rozamiento interno del terreno reforzado (ø) . í1 = 36.00
Angulo de rozamiento interno del terreno del trasdós (ø) í2 = 30.00
Angulo de rozamiento del terreno de cimentación (ø) í3 = 30.00

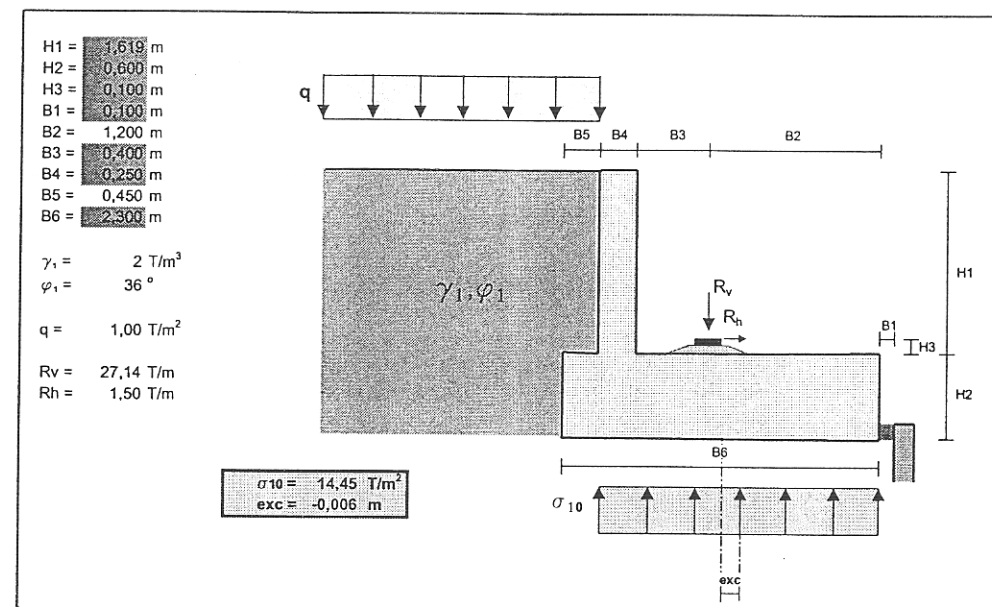
DATOS DEL CARGADERO

-Datos geométricos:

Alturas : H1 = 1.619 m. H2 = 0.600 m. H3 = 0.100 m.
 Bases : B1 = 0.100 m. B2 = 1.200 m. B3 = 0.400 m.
 B4 = 0.250 m. B5 = 0.450 m. B6 = 2.300 m.

Nº PEDIDO: CE 010920 GTR
 CLIENTE: VÍAS Y CONSTRUCCIONES
 OBRA: NUEVA ESTACIÓN EN ZARAGOZA

ESTRIBO 1



TENSIONES BAJO CARGADERO, SEGÚN REPARTO RECTANGULAR (MEYERHOFF)

Longitud del cargadero = 17.20 m. Posición de su eje X = 9.290 m.
 Cota del extremo izquierdo del fondo del cargadero .. Zi= 207.222 m.
 Cota del extremo derecho del fondo del cargadero .. Zd= 207.222 m.
 Resguardo de la zona de influencia del cargadero R = 0.500 m.

-Fuerzas aplicadas :

Sobrecarga sobre el relleno (t/m2) q = 1.00
 La sobrecarga q , no actúa en la fricción entre tierra y armadura
 Reacción vertical del tablero (t/m) Rv = 27.14
 Reacción horizontal del tablero (t/m) Rh = 1.50

Peso del murete del cargadero Vm = 1.01 t.
 Peso de la zapata del cargadero Vz = 3.45 t.
 Peso del relleno sobre talón del cargadero Vr = 1.46 t.
 Reacción vertical del tablero Rv = 26.45 t.

Fuerza vertical total Vtotal = 32.37 t.

Fuerzas Horizontales:

Empuje lateral del relleno Er = 1.64 t.
 Empuje lateral de la sobrecarga Es = 0.74 t.
 Reacción horizontal del tablero Rh = 1.50 t.

Fuerza horizontal total Htotal = 3.88 t.

Momentos volcadores Mv:

Debidos al empuje del relleno Mvr = 1.21 t.m
 Debidos al empuje de la sobrecarga Mvs = 0.82 t.m
 Debidos a la reacción horizontal del tablero Mvrh = 1.05 t.m

Momento volcador total Mv = 3.08 t.m

Momentos estabilizadores Me:

Debidos al peso de la zapata Mez = 3.97 t.m
 Debidos al peso del murete Mem = 1.75 t.m
 Debidos al peso del relleno sobre el talón Mer = 3.02 t.m
 Debidos a la reacción vertical del tablero Merv = 31.74 t.m

Momento estabilizador total Me = 40.48 t.m

Momento resultante Mres = 37.39 t.m

Tensiones:

Tensión vertical σ10 = 14.01 t/m2
 Excentricidad exc = -0.005 m.
 Tensión horizontal σ30 = 1.86 t/m2

(Fuerzas y momentos por metro de anchura)

RESULTADOS EN CIMENTACION BAJO CARGADERO

Fuerzas Verticales:

Peso de las tierras Vt = 155.50 t.
Peso de la sobrecarga Vs = 8.00 t.
Peso cargas transmitidas por cargadero Vc = 19.81 t.

Fuerza vertical total Vtotal = 183.31 t.

Fuerzas Horizontales:

Empuje del terreno reforzado Et = 18.75 t.
Sobreempuje del terreno Es = 13.59 t.
Empuje debido a acciones horiz. sobre cargadero ... Ec = 2.24 t.

Fuerza horizontal total Etotal = 34.58 t.

Momentos volcadores Mv:

Debidos al empuje Et Mvt = 46.88 t.m
Debidos al sobreempuje Es Mvs = 50.98 t.m
Debidos al empuje Ec del cargadero Mvc = 16.80 t.m

Momento volcador total Mv = 114.65 t.m

Momentos estabilizadores Me:

Debidos al peso de las tierras Vt Met = 622.02 t.m
Debidos al peso de la sobrecarga Vs..... Mes = 32.00 t.m
Debidos a acciones Vc concentradas en cargadero .. Mec = 24.86 t.m

Momento estabilizador total Me = 678.88 t.m

Momento resultante Mres = 564.22 t.m

Tensiones y coeficientes de seguridad:

Tensión vertical $\hat{a}lc = 29.78 \text{ t/m}^2$
Excentricidad exc = 0.922 m.
Seguridad a vuelco Cv = 5.92
Seguridad a deslizamiento Cd = 3.06

(Fuerzas y momentos por metro de anchura)

RESULTADOS EN TERRENO REFORZADO BAJO CARGADERO

(H = 7.50 m. L = 8.00 m.)

Fuerzas (t):

Z	Horizontales				Verticales			
	Et	Es	Ec	Ettotal	Vt	Vs	Vc	Vtotal
0.375	0.05	0.68	2.24	2.97	41.50	8.00	19.81	69.31
1.125	0.42	2.04	2.24	4.70	53.50	8.00	19.81	81.31
1.875	1.17	3.40	2.24	6.81	65.50	8.00	19.81	93.31
2.625	2.30	4.76	2.24	9.29	77.50	8.00	19.81	105.31
3.375	3.80	6.12	2.24	12.15	89.50	8.00	19.81	117.31
4.125	5.67	7.48	2.24	15.39	101.50	8.00	19.81	129.31
4.875	7.92	8.84	2.24	19.00	113.50	8.00	19.81	141.31
5.625	10.55	10.20	2.24	22.98	125.50	8.00	19.81	153.31
6.375	13.55	11.56	2.24	27.34	137.50	8.00	19.81	165.31
7.125	16.92	12.92	2.24	32.08	149.50	8.00	19.81	177.31

Momentos (m.t):

Z	Estabilizadores				Volcadores			Result.	
	Mec	Met	Mes	Me	Mvt	Mvc	Mvs	Mv	Mres
0.375	24.86	166.02	32.00	222.88	0.01	0.84	0.13	0.97	221.90
1.125	24.86	214.02	32.00	270.88	0.16	2.52	1.15	3.82	267.05
1.875	24.86	262.02	32.00	318.88	0.73	4.20	3.19	8.12	310.76
2.625	24.86	310.02	32.00	366.88	2.01	5.88	6.25	14.13	352.74
3.375	24.86	358.02	32.00	414.88	4.27	7.56	10.32	22.15	392.72
4.125	24.86	406.02	32.00	462.88	7.80	9.24	15.42	32.46	430.42
4.875	24.86	454.02	32.00	510.88	12.87	10.92	21.54	45.33	465.54

5.625	24.86	502.02	32.00	558.88	19.78	12.60	28.68	61.05	497.82
6.375	24.86	550.02	32.00	606.88	28.79	14.28	36.83	79.90	526.98
7.125	24.86	598.02	32.00	654.88	40.19	15.96	46.01	102.16	552.72

RESULTADOS EN TERRENO REFORZADO BAJO CARGADERO

Tensiones (t/m2):

Nivel	Z	ā1'	ā1"	ā1	exc	ā3	ā1*	ā3*
1	0.375	13.81	10.82	13.81	0.80	5.28	5.19	5.02
2	1.125	14.35	12.38	14.35	0.72	5.08	6.69	4.82
3	1.875	15.10	14.01	15.10	0.67	4.95	8.19	4.69
4	2.625	16.01	15.72	16.01	0.65	4.85	9.69	4.59
5	3.375	17.02	17.52	17.52	0.65	4.90	11.19	4.65
6	4.125	18.12	19.42	19.42	0.67	5.07	12.69	4.81
7	4.875	19.27	21.45	21.45	0.71	5.57	14.19	5.31
8	5.625	20.48	23.61	23.61	0.75	6.13	15.69	5.87
9	6.375	21.73	25.93	25.93	0.81	6.73	17.19	6.47
10	7.125	23.00	28.44	28.44	0.88	7.38	18.69	7.12

Dimensionamiento:

Nivel	Z	Tipo de	Nºmero de armaduras				Coefs. seguridad	
Nº	(m)	Escama	nr	na	Arm	Cr	Ca	
1	0.375	14a	1.70	3.75	4	3.54	2.13	
2	1.125	14a	1.63	2.79	3	2.75	2.15	
3	1.875	14	1.59	2.22	3	2.83	2.71	
4	2.625	14	1.56	1.83	2	1.93	2.18	
5	3.375	14	1.58	1.61	2	1.90	2.49	
6	4.125	14a	1.63	1.47	2	1.84	2.73	
7	4.875	14a	1.79	1.45	2	1.68	2.76	
8	5.625	14a	1.97	1.45	2	1.52	2.76	
9	6.375	14a	2.16	1.46	3	2.08	4.11	
10	7.125	14a	2.37	1.48	3	1.90	4.06	

Mediciones de esta columna de escamas :

Longitud de las armaduras	=	8.00 m
Metros lineales de armadura	=	26 x 8.00 = 208.00 m
Superficie de escamas armadas	=	15.750 m2
Superficie de escamas sin armar	=	6.750 m2

RESULTADOS EN CIMENTACION

Fuerzas Verticales:

Peso de las tierras	Vt =	2.25 t.
Peso de la sobrecarga	Vs =	3.00 t.

Fuerza vertical total	Vtotal =	5.25 t.
-----------------------------	----------	---------

Fuerzas Horizontales:

Empuje del terreno reforzado	Et =	0.05 t.
Sobreempuje del terreno	Es =	0.13 t.

Fuerza horizontal total	Ettotal =	0.17 t.
-------------------------------	-----------	---------

Momentos volcadores Mv:

Debidos al empuje Et	Mvt =	0.01 t.m
Debidos al sobreempuje Es	Mvs =	0.02 t.m

Momento volcador total	Mv =	0.03 t.m
------------------------------	------	----------

Momentos estabilizadores Me:

Debidos al peso de las tierras Vt	Met =	3.38 t.m
Debidos al peso de la sobrecarga Vs.....	Mes =	4.50 t.m

Momento estabilizador total	Me =	7.88 t.m
-----------------------------------	------	----------

Momento resultante	Mres =	7.85 t.m
--------------------------	--------	----------

Tensiones y coeficientes de seguridad:

Tensión vertical	ālc =	1.76 t/m2
------------------------	-------	-----------

Excentricidad exc = 0.006 m.
Seguridad a vuelco Cv = 268.80
Seguridad a deslizamiento Cd = 17.64

(Fuerzas y momentos por metro de anchura)

RESULTADOS EN EL TERRENO REFORZADO

(H = 0.38 m. L = 3.00 m.)

Fuerzas (t):

		Horizontales			Verticales		
Nivel	Z	Et	Es	Ettotal	Vt	Vs	Vtotal
1	0.375	0.05	0.13	0.17	2.25	3.00	5.25

Momentos (m.t):

		Estabilizadores			Volcadores		Result.	
Nivel	Z	Mes	Met	Me	Mvt	Mvs	Mv	Mres
1	0.375	4.50	3.38	7.88	0.01	0.02	0.03	7.85

RESULTADOS EN EL TERRENO REFORZADO

Tensiones (t/m2):

Nivel	Z	â1	exc	â3	â1*	â3*
1	0.375	1.76	0.01	0.46	0.75	0.20

Dimensionamiento:

Nivel	Z	Tipo de	Número de armaduras				Coefs. seguridad
Nº	(m)	Escama	nr	na	Arm	Cr	Ca
1	0.375	14	0.15	2.71	3	30.70	2.22

ALETA DERECHA

PROGRAMA TIEREF

DISEÑO DE MUROS Y ESTRIBOS DE TIERRA REFORZADA

VERSION Nº 2 FECHA : 12/06/1997

Copyright : J.Díaz del Valle, 1997

E.T.S. de I.C.C. y P. de Santander

DATOS DEL PROYECTO DEL MURO

PROYECTO : NUEVA ESTACION DE ZARAGOZA - ALETA DERECHA
REFERENCIA : PCE010920HTR
FECHA DEL CALCULO : 02-08-2001

DATOS DE ENTRADA

(METODO DE ANALISIS LIMITE ULTIMO)

DATOS GEOMETRICOS DEL MURO

Cota en m. del punto inicial de replanteo (PIR) = 199.71
Escama de salida : Entera (=1) ¢ Media escama (= -1) = 1
Entrega mínima en % de la altura = 10.000
Entrega mínima absoluta en metros = 0.400
Canto de la solera de hormigón en m. = 0.200

-Puntos de coronación (3) :

Nº	X	Z	Nº	X	Z	Nº	X	Z
(m)	(m)		(m)	(m)		(m)	(m)	

1	0.000	210.007	2	9.000	209.817	3	33.000	209.257
---	-------	---------	---	-------	---------	---	--------	---------

-Puntos de linea de entrega (3) :

Nº	X	Z	Nº	X	Z	Nº	X	Z
(m)	(m)		(m)	(m)		(m)	(m)	

1	0.000	200.554	2	9.000	200.554	3	33.000	200.554
---	-------	---------	---	-------	---------	---	--------	---------

DATOS DEL TERRENO REFORZADO

-Características de las armaduras :

Tipo de armaduras : Armaduras con resaltes
Anchura de la armadura en cm. = 5.000
Espesor real de la armadura en cm. = 0.400
Espesor sacrificado por corrosión (cm) = 0.100
Di metro del taladro en armadura en cm. = 1.300
Límite el stico del acero en Kg/cm² = 3500
Coeficiente f de fricción tierra-armadura = 0.726
Coeficiente de seguridad a tracción = 1.500
Coeficiente de seguridad a adherencia = 2.000
Salto de las armaduras en m. = 0.50
Longitud de la armadura máxima en m. = 8.00

-Características del terreno y suelo :

Peso específico del terreno reforzado en t/m³ 1 = 2.000
Peso específico del terreno del trasdós en t/m³ 2 = 2.000
Angulo de rozamiento interno del terreno reforzado (ø) . í1 = 36.00
Angulo de rozamiento interno del terreno del trasdós (ø) í2 = 30.00
Angulo de rozamiento del terreno de cimentación (ø) í3 = 30.00
Sobrecarga sobre el relleno (t/m²) q = 1.00
La sobrecarga q , no actúa en la fricción entre tierra y armadura

RESULTADOS EN CIMENTACION

Fuerzas Verticales:

Peso de las tierras Vt = 180.00 t.
Peso de la sobrecarga Vs = 8.00 t.

Fuerza vertical total Vtotal = 188.00 t.

Fuerzas Horizontales:

Empuje del terreno reforzado Et = 42.19 t.
Sobreempuje del terreno Es = 3.75 t.

Fuerza horizontal total Etot = 45.94 t.

Momentos volcadores Mv:

Debidos al empuje Et Mvt = 158.20 t.m
Debidos al sobreempuje Es Mvs = 21.09 t.m

Momento volcador total Mv = 179.30 t.m

Momentos estabilizadores Me:

Debidos al peso de las tierras Vt Met = 720.00 t.m
Debidos al peso de la sobrecarga Vs..... Mes = 32.00 t.m

Momento estabilizador total Me = 752.00 t.m

Momento resultante Mres = 572.70 t.m

Tensiones y coeficientes de seguridad:

Tensión vertical $\sigma_1 c = 30.86 \text{ t/m}^2$
Excentricidad exc = 0.954 m.
Seguridad a vuelco Cv = 4.19
Seguridad a deslizamiento Cd = 2.36

(Fuerzas y momentos por metro de anchura)

RESULTADOS EN EL TERRENO REFORZADO

(H = 11.25 m. L = 8.00 m.)

Fuerzas (t):

Horizontales				Verticales		
Nivel	Z	Et	Es	Etotal	Vt	Vs
Vtotal						

1	0.375	0.05	0.13	0.17	6.00	8.00	14.00
2	1.125	0.42	0.38	0.80	18.00	8.00	26.00
3	1.875	1.17	0.63	1.80	30.00	8.00	38.00
4	2.625	2.30	0.88	3.17	42.00	8.00	50.00
5	3.375	3.80	1.13	4.92	54.00	8.00	62.00
6	4.125	5.67	1.38	7.05	66.00	8.00	74.00
7	4.875	7.92	1.63	9.55	78.00	8.00	86.00
8	5.625	10.55	1.88	12.42	90.00	8.00	98.00
9	6.375	13.55	2.13	15.67	102.00	8.00	110.00
10	7.125	16.92	2.38	19.30	114.00	8.00	122.00
11	7.875	20.67	2.63	23.30	126.00	8.00	134.00
12	8.625	24.80	2.88	27.67	138.00	8.00	146.00
13	9.375	29.30	3.13	32.42	150.00	8.00	158.00
14	10.125	34.17	3.38	37.55	162.00	8.00	170.00
15	10.875	39.42	3.63	43.05	174.00	8.00	182.00

Momentos (m.t):

Estabilizadores				Volcadores		Result.		
Nivel	Z	Mes	Met	Me	Mvt	Mvs	Mv	Mres
1	0.375	32.00	24.00	56.00	0.01	0.02	0.03	55.97
2	1.125	32.00	72.00	104.00	0.16	0.21	0.37	103.63
3	1.875	32.00	120.00	152.00	0.73	0.59	1.32	150.68
4	2.625	32.00	168.00	200.00	2.01	1.15	3.16	196.84
5	3.375	32.00	216.00	248.00	4.27	1.90	6.17	241.83
6	4.125	32.00	264.00	296.00	7.80	2.84	10.63	285.37
7	4.875	32.00	312.00	344.00	12.87	3.96	16.83	327.17
8	5.625	32.00	360.00	392.00	19.78	5.27	25.05	366.95
9	6.375	32.00	408.00	440.00	28.79	6.77	35.56	404.44
10	7.125	32.00	456.00	488.00	40.19	8.46	48.65	439.35
11	7.875	32.00	504.00	536.00	54.26	10.34	64.60	471.40
12	8.625	32.00	552.00	584.00	71.29	12.40	83.69	500.31
13	9.375	32.00	600.00	632.00	91.55	14.65	106.20	525.80
14	10.125	32.00	648.00	680.00	115.33	17.09	132.42	547.58
15	10.875	32.00	696.00	728.00	142.90	19.71	162.62	565.38

RESULTADOS EN EL TERRENO REFORZADO

Tensiones (t/m2):

Nivel	Z	σ_1	exc	σ_3	σ_1^*	σ_3^*
-------	---	------------	-----	------------	--------------	--------------

1	0.375	1.75	0.00	0.45	0.75	0.19
2	1.125	3.26	0.01	0.85	2.25	0.59
3	1.875	4.79	0.03	1.24	3.75	0.98
4	2.625	6.35	0.06	1.65	5.25	1.39
5	3.375	7.95	0.10	2.06	6.75	1.80
6	4.125	9.59	0.14	2.49	8.25	2.23
7	4.875	11.30	0.20	2.93	9.75	2.67
8	5.625	13.09	0.26	3.40	11.25	3.14
9	6.375	14.96	0.32	3.88	12.75	3.62
10	7.125	16.94	0.40	4.40	14.25	4.14
11	7.875	19.05	0.48	4.94	15.75	4.68
12	8.625	21.30	0.57	5.53	17.25	5.27
13	9.375	23.74	0.67	6.16	18.75	5.90
14	10.125	26.39	0.78	6.85	20.25	6.59
15	10.875	29.29	0.89	7.61	21.75	7.35

Dimensionamiento:

Nivel Nº	Z (m)	Tipo de Escama	Número de armaduras				Coefs. seguridad Ca
			nr	na	Arm	Cr	
1	0.375	14	0.15	1.01	2	20.53	3.97
2	1.125	14	0.27	1.01	2	11.02	3.96
3	1.875	14	0.40	1.02	2	7.50	3.93
4	2.625	14	0.53	1.02	2	5.66	3.90
5	3.375	14	0.66	1.04	2	4.52	3.86
6	4.125	14	0.80	1.05	2	3.75	3.82
7	4.875	14	0.94	1.06	2	3.18	3.76
8	5.625	14	1.09	1.08	2	2.75	3.70
9	6.375	14	1.25	1.10	2	2.40	3.63
10	7.125	14	1.41	1.12	2	2.12	3.56
11	7.875	14	1.59	1.15	2	1.89	3.47
12	8.625	14a	1.78	1.18	2	1.69	3.38
13	9.375	14a	1.98	1.22	2	1.51	3.28
14	10.125	14a	2.20	1.26	3	2.04	4.76
15	10.875	14a	2.44	1.31	3	1.84	4.59

4. DESPIECE DE ESTRIBO 1 DE TIERRA REFORZADA

62

DOCUMENTO A.3. CÁLCULOS DEL CARGADERO.

NUEVA ESTACIÓN DE ZARAGOZA – ARMADO CARGADERO
ANEJO CÁLCULO ARMADO

Obra: Nueva Estación de Zaragoza

Reacciones en el cargadero

Flectores

X	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	H8	H9	H10	H11	M(mTn) +	M(mTn) -
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4,840	84,110	29,470	-4,900	42,820	37,800	30,220	23,870	17,000	10,450	1,290	-4,890	221,984	69,425
12,500	80,480	-5,590	27,360	-4,130	0,400	7,730	14,160	20,860	27,260	36,290	41,950	212,613	72,695
17,200	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Mch(mTn): 221,984
Mch(mTn): 0,000

Cortantes

X	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	H8	H9	H10	H11	V(Tn) +	V(Tn) -
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4,84i	54,700	18,540	-2,600	27,010	23,990	19,270	15,360	11,140	7,120	1,490	-2,320	142,170	51,220
4,84d	-67,610	-19,940	0,380	-29,420	-26,420	-21,940	-18,230	-14,180	-10,310	-4,920	-1,240	-68,900	-165,314
12,50i	65,450	-0,640	18,540	1,860	4,470	8,740	12,520	16,430	20,170	25,450	28,720	159,248	64,490
12,50d	-52,350	3,000	-17,190	1,840	-0,990	-5,420	-9,380	-13,490	-17,410	-22,950	-26,410	-45,090	-136,073
17,200	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Vd (Tn) +: 159,248
Vd (Tn) -: -165,314

ESFUERZOS CONSIDERADOS:

Momentos flectores de cálculo:

En x = 4.840 m.

$$Md^+ (m.T) = 1.35 \cdot H1 + (H2) \cdot 1.50 + H4 \cdot 1.50 = 221.984 \text{ m.T}$$

En x = --- m.

$$Md^- (m.T) = 1 \cdot H1 + (H3) \cdot 1.50 > 0 = -0.000 \text{ m.T}$$

Cortantes de cálculo:

En x = 12.50i m.

$$Vd^+ (T) = 1.35 \cdot H1 + (H3) \cdot 1.50 + H11 \cdot 1.50 = 159.248 \text{ T}$$

En x = 4.84d m.

$$Vd^- (T) = 1.35 \cdot H1 + (H2) \cdot 1.50 + H4 \cdot 1.50 = -165.314 \text{ T}$$

DATOS CONSIDERADOS:

f_{yk} (Kp/cm²): 5100
 σ_s : 1.15

f_{ck} (Kp/cm²): 250
 σ_c : 1.50

$$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot d \text{ siendo } f_{cd} = f_{ck} / \sigma_c = 166.67 \text{ Kp/cm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \sigma_s = 166.67 \text{ Kp/cm}^2$$
$$f_{cv} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \sigma_s = 4435 \text{ Kp/cm}^2$$
$$f_{yc,d} = f_{yd} / \sigma_s < 4000 \text{ Kp/cm}^2$$
$$f_{yad} = f_{yd} / \sigma_s < 4200 \text{ Kp/cm}^2$$

ARMADO DE SECCIONES:

1. Sección $b \cdot h = 2.30 \cdot 0.60 \text{ m} \cdot \text{m}$

Canto útil: $d = 0.55 \text{ m}$

$$U_c = 2108 \text{ Mp}$$

Armadura a flexión:

$$M_d = 221,984 \text{ m.Mp}$$

$$M_d / U_c \cdot d = 0.19 \quad U_{s1} = 0.2190 \cdot U_c = 461 \text{ Mp} \quad A_s = U_{s1} / f_{yc,d}$$

$$A_s = 115 \text{ cm}^2$$

Para $\theta = 20 \text{ mm}$. $A_1 = 3.14 \text{ cm}^2$ entonces, $n = \underline{37 \text{ } \theta \text{ } 20}$

- Por cuantía mínima 2.8 _{00}^0 $A_c = 2.8 / 1000 \cdot 230.60 = 38.64 \text{ cm}^2$ $n = 13 \text{ } \theta \text{ } 20$

En el otro sentido se dispondrá la cuarta parte, es decir, 12 θ 12 pml

$$M_d = 0.00 \text{ m.Mp}$$

- Por cuantía mínima 2.8 _{00}^0 $A_c = 2.8 / 1000 \cdot 305.0 \cdot 70 = 59.78 \text{ cm}^2$ $n = \underline{19 \text{ } \theta \text{ } 20}$

En el otro sentido se dispondrá la cuarta parte, es decir, 5 θ 12 pml

Armadura por cortante:

$$V_d \text{ max} = 165.314 \text{ Mp}$$

a) Comprobación de piezas sin armadura de cortante:

- Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el hormigón:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \cot \theta + \cot \alpha / 1 + \cot^2 \theta$$

$$V_{u1} = 1.100.305.65.2/5 = 793 \text{ Mp} > V_{rd} \text{ Cumple.}$$

- Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma:

$$V_{u2} = [0.12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0.15 \cdot \sigma'_{cd}] \cdot b_0 \cdot d \text{ donde,}$$

$$\rho_1 = (A_s + A_p \cdot f_{yp} / f_{yd}) / b_0 \cdot d < 0.02 \quad \rho_1 = 0.009$$

$$\xi = 1 + \sqrt{200/d} \text{ con } d \text{ en mm} \quad \xi = 1.60$$

$$V_{u2} = 69 < V_{rd}. \text{ No cumple. Precisa armadura por cortante.}$$

b) Piezas con armadura de cortante:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \text{ donde:}$$

V_{su} es la contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{su} = z \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}$$

V_{cu} es la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{cu} = [0.10 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0.15 \cdot \sigma'_{cd}] \cdot b_0 \cdot d \cdot \beta \text{ con } f_{ck} \text{ expresado en N/mm}^2$$

$$\beta = 0 \quad V_{cu} = 0$$

$$V_{su} = 0.55 \cdot 1 \cdot (0+2) \cdot A_s \cdot 4200 > 165314 \quad 4620 \cdot A_s > 165314$$

$$A_s > 35.782 \text{ cm}^2 \text{ . Para estribos de diámetro } \theta = 12 \text{ mm} \quad A_1 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cercos dobles: } n = 35.782 / 2 \cdot 1.13 = \underline{16 \text{ cd } \theta \text{ } 12 \text{ pml}}$$

Armadura por carga concentrada en el apoyo:

$$N_d = 165,314 \text{ Mp} < A_{c1} \cdot f_{3cd} = 0.1575 \cdot 833.35 = 749,78 \text{ Mp} \text{ Cumple.}$$

$$f_{3cd} = \sqrt{A_c / A_{c1}} \cdot f_{cd} = \sqrt{1.285 / 0.1575} \cdot 166.67 = 476.06 \text{ Kp/cm}^2$$

$$A_{sa} = A_{sb} = [0.25 \cdot 165314 \cdot (1285 - 450) / 1285] / 4.435 = 6.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } \theta = 10 \text{ mm } A_1 = 0.785 \text{ cm}^2 \quad n = \underline{8 \text{ } \theta \text{ } 10 \text{ mm}}$$

ARMADURA EN EL MURETE DE CIERRE:

$$2. \text{ Sección } b \cdot h = 1 \cdot 0.25 \text{ m} \cdot \text{m}$$

$$\text{Canto útil: } d = 0.20 \text{ m}$$

$$U_c = 0.9 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.9 \cdot 1666.67 \cdot 1 \cdot 0.20 = 300 \text{ Mp}$$

Armadura por flexión:

Momento flector de cálculo:

$$M_d = [1/2 \cdot 1/3 \cdot 2 \cdot 1.619^2 \cdot 1.619/3 + 1/2 \cdot 1/3 \cdot 1.619^2] \cdot 1.50 = 0.908 \text{ mMp}$$

$$M_d / U_c \cdot d = 0.015 \text{ Es más restrictivo por cuantía mínima.}$$

$$\text{Cuantía mínima: } 1.2 \cdot 100 \cdot 25 / 1000 = 3.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } \theta = 12 \text{ mm. } A_1 = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ por tanto, } n = \underline{3 \text{ } \theta \text{ } 12 \text{ mm pml}}$$

En el sentido opuesto se dispondrá el 30 %, es decir, 40 6 mm pml

Armadura por cortante:

Cortante de cálculo:

$$V_d = [1 \cdot 1/3 \cdot 1.619 + 1/2 \cdot 1/3 \cdot 2 \cdot 1.619^2] \cdot 1.50 = 1.41 \text{ Mp}$$

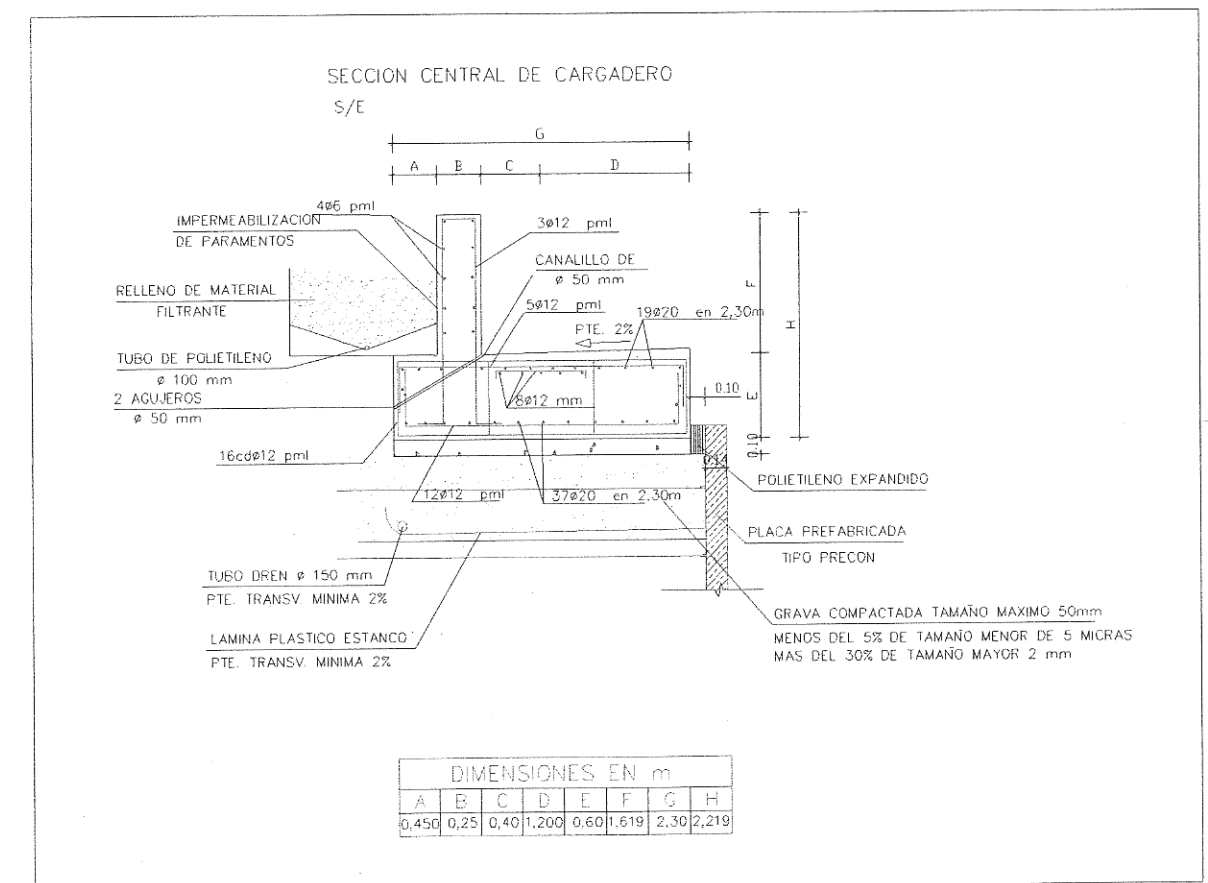
Piezas sin armadura por cortante:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_o \cdot d \cdot [(\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)] = 1 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 2/5 = 80 \text{ Mp} \gg V_{rd}$$

$$f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd} \text{ Cumple}$$

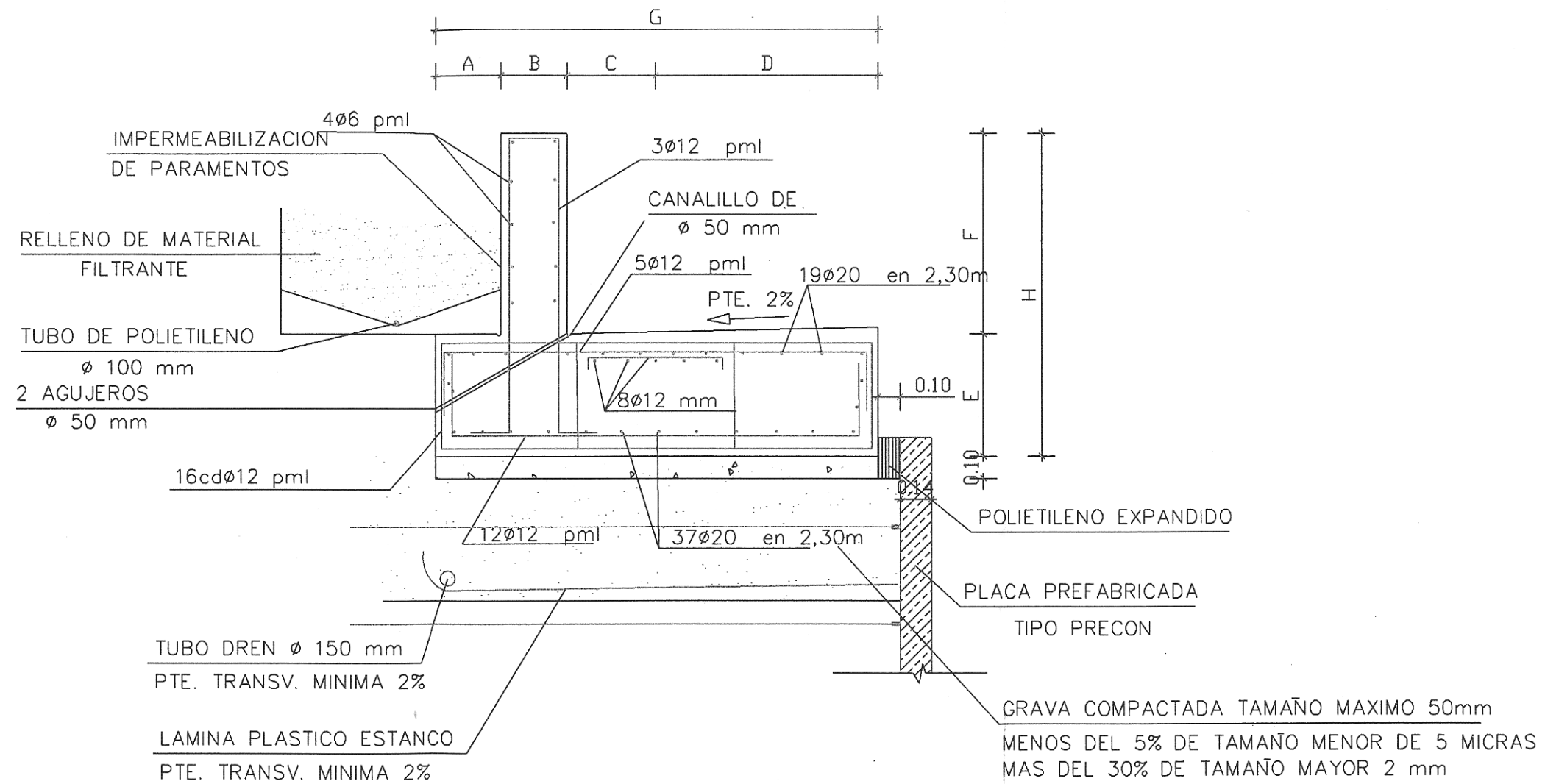
$$V_{u2} = [0.12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0.15 \cdot \sigma'_{cd}] \cdot b_o \cdot d = [0.12 \cdot 1.60 \cdot (100 \cdot 0.009 \cdot 25)^{1/3} - 10 \cdot 0.25 \cdot 10^6] = 1355 \text{ Mp} \gg V_{rd} \text{ Cumple}$$

Así pues, no se precisa armadura por cortante en el murete de cierre.



PRECON S.A.
Mónica Bermejo de Lucas
Dpto. Técnico

SECCION CENTRAL DE CARGADERO S/E



DIMENSIONES EN m							
A	B	C	D	E	F	G	H
0,450	0,25	0,40	1,200	0,60	1,619	2,30	2,219

Cargadero.dwg

DOCUMENTO B.
VIGAS ARTESAS, TABLERO Y PILAS.

DOCUMENTO B.1.
DOCUMENTO DE REVISIÓN DE LOS
PRIMEROS CÁLCULOS ENTREGADOS
POR EL CONTRATISTA.

PROPUESTA DE MODIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA E-1.

COMENTARIOS A LA INFORMACIÓN APORTADA POR VÍAS Y CONSTRUCCIONES EL 24/09/01

1. Vigas prefabricadas

En el cálculo de esfuerzos de las vigas se argumenta para justificar el hecho de que la geometría se aparte de la realidad, que el armado de las vigas es único.

En el vano 1 se arman ambas vigas como la viga 1 del cálculo (correcto porque además de ser la de mayor flector esta calculada con 24.63m y figura en planos 24.29, lo que la deja del lado de la seguridad.

También se dice que en el vano 2 van a ir armadas como la viga 2 del anejo por ser la que mayor flector tiene, sin embargo es precisamente ésta la que figura en cálculo con 26.43 m y en planos con 26.71m lo que la deja del lado de la inseguridad.

2. Neoprenos

Las recomendaciones de los neoprenos son de "buena practica", por supuesto el Proyectista y el Director de O. , pueden optar por limitarse a cumplir con las "Recomendaciones para el Proyecto y Puesta en Obra de los Apoyos Elastoméricos para Puentes de Carreteras " de 1982, pero debería incluirse en el cálculo las comprobaciones de distorsión de carga permanente y máxima, y giro de carga permanente y máxima.

3. Pilas

En cuanto a la armadura de refuerzo bajo pila se calcula como si el axil transmitido, por la pila estuviera centrado, olvidándose que la pila está sometida en su base a un fuerte flector que es lo que provoca la necesidad de grupos de 3 barras de 25 en las esquinas, (por cierto sigue sin adjuntarse la comprobación de E.L.U y E.L.S. de la sección del pilar y de la unión tal y como prescribe la EHE).

En cuanto a la armadura bajo neoprenos en pila esta mal calculada :

- En dirección transversal al tablero debe disponerse 13.5cm^2 concentrada bajo cada neopreno (trabajando a 2.000Kp/cm^2), no se aportándose cálculo alguno en anejo.
- En dirección longitudinal hay que sumar a este efecto (en este caso de mayor importancia), el efecto de la desviación de fuerzas necesaria para llevar la reacción al pilar (flexión o dado el carácter rígido del cabezal se calcula con un esquema de bielas y tirantes según prescribe la EHE y que arroja una armadura, bien anclada y concentrada en varias capas si es necesario exclusivamente bajo neoprenos y de una cuantía de 36 cm^2 considerando de nuevo una tensión de trabajo de 2000 Kp/cm^2)

(NOTA: La mayoría de los proyectistas de puentes van más lejos y consideran una tensión de 1800Kp/cm^2 para estas armaduras con lo que aumentaría su cuantía. Ver EHE Libros de Hormigón de Leonhart o "Calculo de estribos de puentes " de J. José Arenas o de Javier Manterola)

4. Cargadero

En el cálculo de cabezal no se explicitan ni las reacciones del tablero que se utilizan, ni el procedimiento de cálculo de flectores y cortantes , con lo que resulta imposible de seguir el cálculo, y los flectores que se obtienen parecen bajos y consecuentemente el armado.

5. Encepado

El cálculo del encepado de pilas no se puede seguir por carecer el anejo de esquema alguno de geometría de nudos, barras, apoyos y cargas, con lo que no se ha podido comprobar si esta bien o mal.

DOCUMENTO B.2.
ACLARACIONES DEL CONTRATISTA
SOBRE LOS CÁLCULOS.

COMUNICADO

A :OFICINA TÉCNICA Y CLIENTE

DE :Luis Alfonso Lander Andueza

FECHA : 20/9/01

ASUNTO : ACLARACIONES AL DOCUMENTO DE LA ASISTENCIA TÉCNICA, sobre el proyecto de la obra de la ESTACIÓN DELICIAS en Zaragoza de VIAS Y CNES.

Ante el fax del cliente recibido el día 17 de Septiembre de 2001, sobre la **REVISIÓN DE LA ESTRUCTURA E-1**, por parte de **GEOCONTROL**, en lo referente al documento: **ANEJO DE CÁLCULO**, correspondiente al cálculo del tablero y al cálculo de las pilas de dicho tablero, se hacen las siguientes aclaraciones:

- **Anchura del tablero:**

El cálculo se ha hecho como dos tableros independientes, Vanos 1 y 2, o corto y largo, como viene especificado en los Anejos de Cálculo **4207X** y **4207YA**, considerándose las anchuras de **13,68 m** para el primer caso y de **13.65 m** en el segundo, que efectivamente no coinciden con los **13,54 m**, que es la anchura marcada en el plano en la zona de continuidad, la zona sobre pilas. Al ser un tablero de anchura variable, en curva y teniendo en cuenta que para el cálculo consideramos tableros de lados rectos, se ha considerado siempre una anchura mayor que la real, manteniéndose siempre del lado de la seguridad.

- **Luces de cálculo:**

El armado de las vigas es único, es decir, se arman las dos vigas de cada vano como la viga que tiene mayores esfuerzos según el Anejo de Cálculo.

Así, las vigas del **Vano 1** van a ir armadas como la Viga 1 del Anejo de

Cálculo **4207X**, cuyo **Máximo Momento Longitudinal** es de **1263.45 Tn x m**. Las vigas del **Vano 2** van a ir armadas como la Viga 2 del Anejo de Cálculo **4207YA**, cuyo **Máximo Momento Longitudinal** es de **1463.31 Tn x m**.

- **Límites de seguridad a rotura:**

En este, como en cualquier otro programa de cálculo, se intenta optimizar y cumpliendo con la normativa existente. Como la **Norma EHE** nos dice que el valor entre el **Momento Último Resistente** y el **Momento Exterior de Cálculo** ha de ser **mayor o igual a 1** intentamos aproximarnos a este valor. No se trata tanto de apurar los coeficientes de seguridad, como de aprovechar los materiales y sus propiedades, quedándonos siempre del lado de la seguridad.

- **Planos de Armado de Viga:**

Se adjuntan a este documento los **Planos de Armado de Viga**.

- **Los neoprenos:**

Según las "**Recomendaciones para el Proyecto y Puesta en Obra de los Apoyos Elastoméricos para Puentes de Carreteras**" de 1982, dentro del punto 2.3, "**Método de Cálculo**", en el apartado 2.3.2, "**Limitaciones**", pone como **Limitación de la Tensión Media** el valor de **150 Kp/cm²**, limitación que se cumple en ambos casos.

- **La unión pila-zapata:**

En cuanto al anclaje, se adjunta el cálculo de la longitud de la espera y de la vaina.

En cuanto a la **espera**, tenemos que la **Longitud de Anclaje** de una barra de **diámetro 25**, en **Posición I de Buena Adherencia**, para un **Acero B-500-S** y un **Hormigón** de resistencia **25 N/mm²** es de **94 cm**. Como en cada espera tenemos un grupo de tres barras de diámetro 25, según el **Capítulo 66.5.3, "Reglas especiales para el caso de grupos de barras"**, debemos multiplicar la longitud de anclaje obtenida anteriormente por un factor cuyo valor es 1,4. La **Longitud de Anclaje** obtenida es de **131 cm**, inferior en todo caso a los 140 cm propuestos en los planos.

En la realidad, las barras no se encuentran rodeadas de un hormigón de resistencia **25 N/mm²**, sino de un hormigón fluido tipo **BETTOGROUT-50** o similar, del que adjuntamos ficha técnica con características técnicas, cuya resistencia es mayor.

Además, para el cálculo, se limita la tensión tangencial entre vaina y hormigón a **10 Kg/cm²**, de manera que estamos siempre del lado de la seguridad.

La Armadura de Refuerzo Bajo Pila se ha calculado según el Artículo 60 de la EHE, "Cargas Concentradas sobre Macizos", para un axil de cálculo, Nd de 560 Tn. Las dimensiones utilizadas han sido de:

$$\begin{aligned}a_1 &= b_1 = 0.80 \text{ m} \\a &= b = 2.83 \text{ m} \\f_{cd} &= 1667 \text{ Tn/m}^2 \\f_{yd} &= 40000 \text{ Tn/m}^2\end{aligned}$$

Realizado el cálculo, se obtiene una sección necesaria de :

$$A_s = 25.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La Armadura de Refuerzo Bajo Pila colocada es de 8 barras de diámetro 20, cuya sección es de $25.13 \text{ cm}^2/\text{m}$, con una longitud suficiente para cumplir la Longitud de Anclaje de una barra de diámetro 20, que para una Posición II de Adherencia Deficiente, un Acero B-500-S y un Hormigón de Resistencia 25 N/mm² es de 84 cm:

$$0.84 + 0.80 + 0.84 = 2.48 \text{ m.}$$

Para este cálculo no hemos tenido en cuenta el efecto favorable de la confinamiento del hormigón debido al Refuerzo de Vainas, por lo estamos por el lado de la seguridad.

- **Armado de la zona de pila bajo neopreno:**

Realizado un estudio según el Artículo 60 de la EHE, "Cargas concentradas bajo macizos", como en el caso anterior, se obtienen una cuantía necesaria de $9.725 \text{ cm}^2/\text{m}$ cubiertas por la armadura colocada en el Plano de Armado de Pila:

barras de diámetro 16 cada 25 cm
barras de diámetro 8 cada 15 cm

Sumando las cuantías de ambos obtenemos:

$$11.37 \text{ m}^2/\text{m}$$

cuantía superior a la necesaria según dicho cálculo.

Castejón, a 20 de Septiembre de 2001

VAINAS DE CONEXIÓN FUSTE-ZAPATA

Se dimensionan limitando la tensión tangencial media máxima transmitida al hormigón

Tensión tangencial media máxima admitida, entre vaina y hormigón de la :	10,000 Kg/cm ²
Tensión de trabajo del acero de las esperas:	4000,000 Kg/cm ²
Área teórica necesaria de cada espera:	12,500 cm ²
Área real de cada espera:	14,730 cm ²
Diámetro de la vaina:	0,120 m
Fuerza que se transmite a la vaina:	42,430 t
Longitud necesaria de la vaina, por rasante:	1,326 m
Diámetro de la mayor armadura en la espera:	25 mm
Nº de barras del grupo:	3
Longitud necesaria de la espera, por anclaje	0,927 m
Longitud de espera necesaria:	1,326 m
Longitud de vaina:	1,376 m

DOCUMENTO B.3.
CÁLCULOS DEFINITIVOS DE
VIGAS ARTESAS, TABLERO Y PILAS.

VIAS Y CTNES

**L.A.V.MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA:
ESTACIÓN DE ZARAGOZA Y SUS ACCESOS
FERROVIARIOS.SUBTRAMO XIV.
DELICIAS(ZARAGOZA)**

ANEJO DE CALCULO

22/08/01

ESTRUCTURA E-1

CÁLCULO DE VIGAS ARTESAS, TABLERO Y VIGAS

ÍNDICE

- 0. INTRODUCCIÓN
 - DESCRIPCIÓN DE LA OBRA
 - DATOS GENERALES DE CÁLCULO
 - DEFINICIÓN DEL EMPARRILLADO
 - DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA
 - ESFUERZOS EN LA LOSA SUPERIOR
 - CÁLCULO DE CABLES DE PRETENSADO
 - CÁLCULO DE ARMADURAS PASIVAS EN LA LOSA
 - CÁLCULO DE LOS NEOPRENOS
 - CÁLCULO DE LA PILA
 - NORMATIVA CONSIDERADA
- 1. ANEJO DE CÁLCULO
 - 1.1. CÁLCULO DEL TABLERO
 - 1.2. CÁLCULO DE LA PILA
 - REACCIONES DE VIGAS DEL VANO 1
 - REACCIONES DE VIGAS DEL VANO 2
 - OBTENCIÓN DE ESFUERZOS EN LOS ELEMENTOS DE LA PILA
 - DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA PRINCIPAL DEL FUSTE

0. - INTRODUCCIÓN

Cliente : VIAS Y CONSTRUCCIONES

Ref.: NO-004207-CP

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

Puente de dos vanos de 27,70 y 25.43 m de longitud aproximadamente, formado por un tablero de 13.68 m de ancho, dos aceras de 1,80 m y 0,25 m de canto mínimo de losa.

DATOS GENERALES DE CALCULO

Tipo de viga : A-130-A
 Ancho medio del tablero : 13.68 m
 Luz máxima de cálculo : 26.80 m
 Número de vigas por vano : 2
 Canto total de losa : 0,25 m
 Sobrecarga uniforme : 400 kp/m²
 Sobrecarga de carro : 60 Mp
 Pavimento asfáltico : 0,12 m
 Esviaje: 59.92 g
 Cálculo: 4207YA y 4207X

DEFINICIÓN DEL EMPARRILLADO

Para la determinación de los esfuerzos y desplazamientos producidos por las acciones ejercidas sobre el tablero completo se ha elegido el modelo de emparrillado plano con las siguientes características :

- Los ejes de cada una de las vigas definen una secuencia de barras que denominaremos longitudinales.

- Las barras longitudinales están entrelazadas por otras barras que denominaremos transversales, las cuales serán todas paralelas a la dirección fijada en el cálculo.

La disposición de filas de barras transversales se hace con arreglo a los siguientes criterios :

- Se situará una fila de barras transversales en cada una de las intersecciones de vigas con las líneas de apoyo dorsal y frontal, siempre y cuando dichas líneas de apoyos no sean paralelas a la dirección de las transversales. En este último caso solamente se definirá una línea de barras transversales por cada línea de apoyo.

- Se elige el número completo de barras transversales siendo éste siempre impar, para tener una barra en el punto de máximo momento.

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA

Para determinar los momentos flectores máximos correspondientes a cada hipótesis de peso muerto, sobrecarga uniforme y sobrecarga de carro, el proceso seguido por el programa es el siguiente:

1. - Para cada una de las vigas:

1.1. Traer a cada uno de los puntos de dicha viga, los esfuerzos de las barras longitudinales que tienen su origen o extremo en dicho nudo. Si concurren dos barras en el nudo, promediar los resultados.

1.1.1. Repasar todos los momentos de dicho nudo y, según la clasificación de la hipótesis:

- acumular las de tipo 1 (cargas permanentes).

- acumular los momentos positivos de las de tipo 2 (cargas variables).

- seleccionar el máximo valor positivo de las de tipo mayor que 2 (corresponden a las diferentes posiciones del tren de cargas, son incompatibles excepto en tableros de FF.CC. con varias vías. En este caso se combinan entre sí según el apartado 1.1.2).

1.1.2. Acumular los valores máximos correspondientes a cada hipótesis cuyo tipo es mayor que 2. En el caso de puentes de ferrocarril se ordenan en orden decreciente los esfuerzos de cada grupo de hipótesis excluyentes y la suma de máximos se hace ponderándolos con los coeficientes indicados en el apartado hipótesis de cargas en puentes de ferrocarril (1 para los dos más desfavorables, 0.75 para la tercera y 0.5 para la cuarta y quinta)

1.2. Seleccionar los valores máximos de los momentos en los distintos puntos de la viga correspondientes a peso muerto, a sobrecarga permanente, o a sobrecargas de carro, así como a la suma de los tres momentos en cada nudo.

Estos resultados junto con los obtenidos en la hipótesis de peso propio de la viga y de la losa (la obtención de estos esfuerzos no se incluye en las hipótesis del emparrillado al ser soportados por cada una de las vigas de forma independiente) serán los que se utilicen para determinar el número y la posición de los cables de pretensado a emplear. Debe señalarse que los máximos momentos correspondientes a las distintas hipótesis pueden ocurrir en secciones

diferentes, por lo cual el máximo de la suma de los momentos puede ser menor que la suma de todos los máximos. El programa indica para cada una de las vigas las hipótesis que intervienen para obtener el 'máximo momento flector tota'

2.- La determinación de los torsos máximos en cada viga se hace de forma semejante, salvo que se calculan separadamente en cada nudo los torsos positivos y negativos; posteriormente se elige para cada tipo de hipótesis y para la suma, el máximo valor absoluto de los torsos positivos y negativos.

ESFUERZOS EN LA LOSA SUPERIOR

En el modelo utilizado, la losa superior del tablero se idealiza por medio de las vigas transversales. Los esfuerzos calculados por medio del emparrillado en estas barras representan los esfuerzos que se producen en la losa debido a la diferente deformación de las vigas.

A estos esfuerzos deben añadirse los que denominaremos esfuerzos locales, que son los producidos por las cargas sobre los vanos entre vigas o en los voladizos. Para la determinación de estos esfuerzos, en el caso de puentes de carretera, se utilizan las fórmulas de Westergaard y, en el caso de puentes de FF.CC., se utilizan modelos de vigas simples empotradas o en voladizo.

CALCULO DE CABLES DE PRETENSADO

El número de cables de pretensado se fija de forma que las tensiones de tracción y compresión en el hormigón de la losa superior del tablero estén dentro de los límites admisibles establecidos. Esta comprobación se realiza para las distintas fases del proceso constructivo y de uso normal en la estructura, y comprende las siguientes etapas:

- Prefabricación de las vigas
- Hormigonado de la losa superior del tablero
- Colocación de las cargas muertas
- Actuación de las sobrecargas de uso durante la vida útil del puente

En cada etapa se consideran las correspondientes pérdidas de pretensado. Respecto a las pérdidas por retracción y fluencia, se tiene en cuenta la influencia de la cuantía de armadura pasiva así como la utilización de hormigón de consistencia seca.

El programa permite modificar el número de cables de pretensado de la viga, alojados en la cabeza superior así como su diámetro y la tensión del pretensado, para obtener diseños adecuados frente a las solicitaciones actuantes. Si es necesario se procede al envainado de los

cables en el extremo de la viga con objeto de que las tensiones en el hormigón no superen las tensiones máximas admisibles.

CALCULO DE ARMADURAS PASIVAS EN LA LOSA

El armado de la losa se realiza por bandas de barras transversales, en donde se han determinado las solicitaciones por superposición de los esfuerzos calculados por medio del emparrillado con los esfuerzos locales, tal y como se ha indicado.

CALCULO DE LOS NEOPRENOS

El desarrollo selecciona los neoprenos a utilizar dentro de un catálogo interno. Para ello hace una estimación de las deformaciones de dichos neoprenos por efecto de la fluencia y de la retracción, evalúa la fuerza de frenado y la acción del viento y con todo ello comprueba que el neopreno elegido cumple las limitaciones de resistencia y de deformación.

CÁLCULO DE LA PILA

Para la obtención de los esfuerzos en los distintos elementos de la pila, se considera un modelo elástico lineal, en el que se tiene en cuenta si hay continuidad o no en la losa sobre pilas, y las características resistentes de pilas y neoprenos, para el reparto de fuerzas horizontales.

Estas fuerzas horizontales se obtienen de acuerdo a la Instrucción de Acciones en Puentes de Carretera (IAP-98).

Las fuerzas verticales son los valores característicos de las reacciones obtenidas como resultado del cálculo de los vanos adyacentes a la pila que se calcula.

Finalmente, se hace un cálculo no lineal por el material, y no lineal por las deformaciones, en el que se obtienen los esfuerzos a lo largo del fuste y las tensiones en las armaduras, que deberán ser menores que las máximas admisibles de acuerdo con la Instrucción EHE. En cuanto al dintel, se calculan las armaduras necesarias por cortante y flexión simple con arreglo también a la EHE.

NORMATIVA CONSIDERADA

- "INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL" (EHE)
- "INSTRUCCIÓN RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE CARRETERAS" (I.A.P. 98)
- "RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y PUESTA EN OBRA DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS PARA PUENTES DE CARRETERA" M.O.P.T.M.A.

1. - ANEJO DE CALCULO

1.1. – CALCULO TABLERO

TITULO DEL CALCULO : NUEVA EST.DE ZARAGOZA:VANO 1(Vano corto)
NOMBRE ARCHIVO REFERENCIA: 4207X
TIPO DE VIGA PROYECTADA: A-130.VA Area cables: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

GEOMETRIA DEL TABLERO
VER. Analisis: R1-OCT/1999)

Ancho medio del tablero (m) : 13.68
Ancho de la acera izq. (m) : 1.8
Ancho de la acera der. (m) : 1.8
Espesor de aceras (m) : .2
Canto losa (m) : .18
Espesor de aglomerado (m) : .12
Recrecido aglomerado (m) : .04
Canto encofrado perdido (m) : .07
Entrega encof. perdido (m) : .1
Canto total (m) : 1.55
Vuelo izquierdo (m) : 3.8
Vuelo derecho (m) : 3.97
Numero de vigas : 2
Ala superior (m) : .98

*****COORDENADAS DE LAS ESQUINAS DEL TABLERO*****

ESQUINA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	.610	9.740
2	13.980	0.000
3	0.000	34.360
4	13.980	24.180

BARRAS TRANSVERSALES PARALELAS A LA DIRECCION : (.61,9.74) (13.98,0)

VIGA	LONGITUD (m)	LUZ CALCULO (m)	SITUACION (m)	CANTO (m)
1	25.43	24.63	0.00	1.300
2	24.98	24.18	7.22	1.300

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LA SECCION SIMPLE DE VIGA

Canto= 1.3000 m Inercia= .1734410⁶ m4
Ycg = .4973 m Wxxi = .34874206 m3
H-Ycg= .8027 m Wxxs = .21608112 m3
Area = .8820 m2

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Resistencia inicial del hormigon en viga (fck0): 360 Kp/cm2
Resistencia caracteristica del hormigon en viga (fck): 500 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc): 1.50

Resistencia caracteristica del hormigon en losa (fck): 250 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc): 1.50

Limite elastico de la armadura pasiva (fyk): 5099 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion en viga (Gs): 1.15
Coeficiente de minoracion en losa (Gs): 1.15

Limite elastico de la armadura activa (fyk): 16680 Kp/cm2
Carga unitaria maxima (fmax): 18967 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gs): 1.15
Tension de pretensado de la armadura activa SUPERIOR: 140000 Mp/m2
Area del cable utilizado SUPERIOR: 1.4000 cm2
Tension de pretensado de la armadura activa INFERIOR: 140000 Mp/m2
Area del cable utilizado INFERIOR: 1.4000 cm2

Tensiones Admisibles		
	Compresion	Traccion
En viga al pretensar:	216.00 Kp/cm2	22.90 Kp/cm2
En viga con sobrecargas:	300.00 Kp/cm2	20.00 Kp/cm2
En losa con sobrecargas:	150.00 Kp/cm2	

ACCIONES DIRECTAS CARACTERISTICAS

CARGAS PERMANENTES

Peso propio viga = 2205 Kp/m
Peso propio losa = 625 Kp/m2

Peso de Aceras = 500 Kp/m2
Peso Barandilla DER.= 150 Kp/m
Peso Barandilla IZQ.= 150 Kp/m
Peso Barrera DER.= 150 Kp/m
Peso Barrera IZQ.= 150 Kp/m
Peso Aglomerado = 288 Kp/m2

CARGAS VARIABLES

Sobrecarga uniforme= 400 Kp/m2
Sobrecarga de carro= 60 Mp

Coef. Mayoracion de acciones PERMANENTES (Gg) 1.35
Coef. Mayoracion de acciones VARIABLES (Gf) 1.50

TITULO DEL CALCULO : NUEVA EST.DE ZARAGOZA:VANO 1(Vano corto)

TIPO VIGA UTILIZADA : A-130.VA

DATOS GENERALES DE CALCULO

ANCHO MEDIO DEL TABLERO.....	13.68	m
LUZ MAXIMA DE CALCULO	24.63	m
ENTREGA DE VIGA EN APOYO.....	.40	m
NUMERO DE VIGAS.....	2	
CANTO LOSA	.18	m
CANTO ENCOFRADO PERDIDO.....	.07	m
ENTREGA DE APOYO ENCOFRADO PERDIDO...	.10	m
ANCHO ACERA IZQUIERDA.....	1.80	m
ANCHO ACERA DERECHA.....	1.80	m
ESPESOR DE AGLOMERADO.....	.12	m
RECRECIDO DE AGLOMERADO.....	.04	m
PESO ACERAS.....	500	Kp/m2
PESO BARANDILLA IZQUIERDA.....	150	Kp/m
PESO BARANDILLA DERECHA.....	150	Kp/m
PESO BARRERA IZQUIERDA.....	150	Kp/m
PESO BARRERA DERECHA.....	150	Kp/m
SOBRECARGA UNIFORME.....	400	Kp/m2
SOBRECARGA DE CARRO	60	Mp

MOMENTOS LONGITUDINALES EN VIGAS

VIGA	MPPV	MPPL	MPM	MSCU	MCARRO	MAXSUMCP	MAXSUMT
1	167.18	317.04	224.01	223.85	331.37	708.23	1263.45
2	161.13	313.32	227.98	226.26	327.79	702.44	1256.48

HIPOTESIS QUE DAN EL MAXIMO FLECTOR EN CADA VIGA

V 1 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+5+7
V 2 HIP: PPV+PPL +1+3+4+5+6+14

CORTANTES MAXIMOS DE CALCULO

VIGA	VPPV	VPPL	VPM	VSCU	VCARRO	VSUMA
1	27.15	51.49	36.38	36.36	55.01	206.39
2	26.66	51.83	37.72	37.43	55.45	209.09

TORSORES MAX.-CORTANTES ASOCIADOS CORTANTES MAX.-TORSORES ASOCIADOS

VIGA	TORSOR MAX	CORT. ASOCIADO	CORTANTE MAX	TORSOR ASOCIADO
1	49.06	115.22	206.39	15.56
2	48.28	106.04	209.09	.48

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
1	.20	-4.47	2.26	-4.10	6.49	-4.33	6.28	-12.04
2	.35	-4.44	2.51	-3.34	4.76	-3.41	5.04	-9.90

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
3	.35	-4.20	2.49	-3.15	4.87	-3.12	5.20	-8.75
4	.31	-3.94	2.48	-3.04	4.38	-2.49	4.09	-8.23
5	.30	-3.99	2.48	-3.09	4.87	-3.01	5.39	-8.44
6	.29	-4.20	2.51	-3.12	4.52	-2.45	4.23	-8.61
7	.32	-4.38	2.56	-3.11	4.90	-3.09	5.72	-8.96
8	.36	-4.50	2.57	-3.16	5.45	-3.30	6.39	-9.69
9	.24	-4.36	2.28	-3.61	7.69	-5.12	8.23	-11.97

REACCIONES DE LOS APOYOS (INCLUYENDO LAS ENTREGAS DE LAS VIGAS)

VIGA	NUDO	VIGA+LOSA	CM+SU+CARRO (Min - Max)		TOTALES (Min - Max)	
1	3	80.80	26.77	137.62	107.58	218.42
1	75	81.59	30.23	135.43	111.82	217.02
2	7	80.70	29.49	138.47	110.19	219.17
2	79	81.47	30.83	139.38	112.31	220.86

PRETENSADO VIGA EXTREMA IZQUIERDA : 1

FUERZA DE TESADO (Po)1293.600 T
ALTURA DEL PRETENSADO145 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetracion de cu·as 3.641 T
Por acortamiento elastico del hormigon 89.697 T
Perdidas INSTANTANEAS TOTAL 93.338 T (7.22%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales 238.811 T (18.46%)
P E R D I D A S T O T A L E S 332.148 T (25.68%)

F A S E I N I C I A L A P L I C A C I O N P R E T E N S A D O

TENSIONES EN SECCIONES EXTREMAS AL TRANSFERIR

	SECCION DE APOYO	SECCION A 7.2 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
Fibra Sup. Viga	-218.222	37.470	30 en una longitud de
Fibra Inf. Viga	1431.440	2159.877	7.6 m. desde extremo viga

F A S E S I N T E R M E D I A S D E C O N S T R U C C I O N
Y F A S E F I N A L D E S E R V I C I O

TENSIONES EN SECCION CENTRAL DE LA VIGA

	EJECUCION LOSA	CAR.MUERTA t=inicial	CAR.MUERTA t=infinito	+SC.cuasip t=infinito	+SC.frec. t=infinito
Fibra Sup. Losa	0.00	191.88	211.64	301.54	526.27
Fibra Sup. Viga	1652.43	1744.20	1737.47	1785.16	1904.37
Fibra Inf. Viga	1095.63	666.84	522.38	244.51	-185.03

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto = 1.5500 m Inercia= .65767685 m4
Ycg = 1.0176 m Wvxxi = .64631102 m3
Area = 2.1149 m2 Wvxxs = 2.32876598 m3
Ht-Ycg= .5324 m Wlxxs = 1.23527266 m3

CALCULO DE LA ARMADURA DE REFUERZO POR ROTURA A FLEXION: VIGA EXTREMA 1

ESTADO LIMITE ULTIMO DE ROTURA A FLEXION (CON ARMADURA DE REFUERZO)

Momento ultimo resistente Mu = 1804.75 mt
Momento exterior caracteristico Mk = 1263.45 mt
Momento exterior de calculo Md = 1788.94 mt
Coeficiente Mu/Md = 1.01
Deformacion superior esup = 1.58 o/oo
Deformacion inferior einf = 10.00 o/oo

ARMADURA DE REFUERZO DISPUESTA:

PASIVA : 0cm2
- 0m EN EL CENTRO DE LA VIGA + ANCLAJES

DIMENSIONAMIENTO ARMADURA TRANSVERSAL EN VIGA: CORTANTE Y RASANTE EN JUNTA
DE UNION VIGA-LOSA

DATOS DE CALCULO PARA LA VIGA : 1

Resistencia de proyecto a traccion del hormigon fct,k 28.348 Kp/cm2
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal fyd 4200.000 Kp/cm2
Tension maxima en la junta de union viga-losa tauvl 1.500 Kp/cm2

Canto viga + losa Ht 1.550 m
Ancho del alma de la viga bw .308 m
Ancho del ala superior de la viga b .980 m

Armadura minima de cortante a 90° Asc,min 4.889 cm2/m
Armadura minima de rasante a 90° Asr,min 7.333 cm2/m

TRAMO 1 (SECCION A 0.000 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	27.153	51.491	36.381	36.356	55.008
M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOR. ASOC T = 23.338
CORTANTE Vd = 292.329 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 26.527 cm2/m
K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn
Tc1,d = 46.446 Kp/cm2 Yc1= .479 m cotg(theta) = 2.000
RASANTE Vd = 186.161 Tn Tau = 16.039 Kp/cm2 Asr calculo = 11.509 cm2/m
ALA SUP Vd = 15.227 Tn Tau = 9.761 Kp/cm2 As calculo = 3.486 cm2/m
ALA INF Vd = 116.932 Tn Tau = 37.478 Kp/cm2 As calculo = 13.037 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 10 + 10 a 0.20 m (15.700 cm2/m)
Armadura de rasante d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)
Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 16 a 0.20 m (20.110 cm2/m)

TRAMO 2 (SECCION A 2.600 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	21.420	40.619	28.700	29.085	48.825
M	63.144	119.743	84.606	75.621	126.944

TOR. ASOC T = 33.949
CORTANTE Vd = 239.361 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 22.411 cm2/m
K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn
Tc1,d = -24.029 Kp/cm2 Yc1= .479 m cotg(theta) = 2.000
RASANTE Vd = 155.609 Tn Tau = 13.392 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 12.417 Tn Tau = 7.959 Kp/cm2 As calculo = 2.843 cm2/m
ALA INF Vd = 95.745 Tn Tau = 30.687 Kp/cm2 As calculo = 15.399 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 12 a 0.20 m (11.310 cm2/m)
Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 16 a 0.20 m (20.110 cm2/m)

TRAMO 3 (SECCION A 4.200 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	17.892	33.929	23.973	25.013	45.019
M	94.593	179.381	126.744	105.056	189.081

TOR. ASOC T = 40.478
CORTANTE Vd = 207.370 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 19.932 cm2/m
K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn
Tc1,d = -85.182 Kp/cm2 Yc1= .479 m cotg(theta) = 2.000
RASANTE Vd = 137.412 Tn Tau = 11.813 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 10.730 Tn Tau = 6.878 Kp/cm2 As calculo = 2.456 cm2/m
ALA INF Vd = 82.948 Tn Tau = 26.586 Kp/cm2 As calculo = 12.469 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 8 + 8 a 0.20 m (10.060 cm2/m)
Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 16 a 0.20 m (20.110 cm2/m)

TRAMO 4 (SECCION A 7.000 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	11.718	22.221	15.701	18.626	38.360
M	136.047	257.991	182.287	130.385	268.519

TOR. ASOC T = 51.905
CORTANTE Vd = 152.493 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 15.688 cm2/m
K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn
Tc1,d = -161.985 Kp/cm2 Yc1= .479 m cotg(theta) = 2.000

RASANTE Vd = 106.675 Tn Tau = 9.138 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 7.855 Tn Tau = 5.035 Kp/cm2 As calculo = 2.381 cm2/m
ALA INF Vd = 60.997 Tn Tau = 19.550 Kp/cm2 As calculo = 7.444 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:
Armatura de cortante d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)
Armatura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
Armatura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)
Armatura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 5 (SECCION A 11.000 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	2.898	5.496	3.883	11.133	28.846
M	165.279	313.426	221.455	122.460	317.311

TOR. ASOC T = 68.229
CORTANTE Vd = 76.543 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 9.839 cm2/m
K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn
Tc1,d = -106.722 Kp/cm2 Yc1= .479 m cotg(theta) = 2.000

RASANTE Vd = 65.211 Tn Tau = 5.518 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 3.918 Tn Tau = 2.512 Kp/cm2 As calculo = 2.381 cm2/m
ALA INF Vd = 30.617 Tn Tau = 9.813 Kp/cm2 As calculo = 4.762 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:
Armatura de cortante d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)
Armatura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
Armatura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)
Armatura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

RESUMEN DE ARMADO. VIGA: 1 TIPO: A-130.VA

H O R M I G O N : Resistencia caracteristica a 28 dias: 500 Kp/cm2
inicial al tranferir: 360 Kp/cm2

P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables SUPERIORES:14000 Kp/cm2
: Tension de pretensado cables INFERIORES:14000 Kp/cm2
Fuerza total de pretensado en bancada:1293.600 Tn

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE	ALTURA FILA
		(cm2)	(m)
1	33	1.400	.050
2	29	1.400	.100
3	0	1.400	0.000
4	0	1.400	0.000
5	4	1.400	1.250

CABLES ENVAINADOS: 30 EN 7.6 m. DESDE EL EXTREMO

A R M A D U R A P A S I V A : LIMITE ELASTICO ACERO: 5099 Kp/cm2

	TRAMO	ARMADO	LONGITUD	Nº UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1	2 D 10 a 20 cms.	3.80	40	1	CERCOS
	2	1 D 12 a 20 cms.	1.60	16	1	
	3	2 D 8 a 20 cms	2.80	28	1	
	4	1 D 10 a 20 cms.	3.80	38	1	
	5	1 D 8 a 20 cms.	.71	6	1	
RASANTE	1	1 D 10 a 20 cms.	3.80	44	3	BARRAS
ALA. INF	1	1 d 16 a 20 cms	3.80	40	2	CERCOS
	2	1 d 16 a 20 cms	1.60	16	2	
	3	1 d 16 a 20 cms	2.80	28	2	
	4	1 d 10 a 20 cms	3.80	38	2	
	5	1 d 8 a 20 cms	.71	6	2	
ALA. SUP	1	1 d 10 a 20 cms	3.80	40	4	BARRAS
	2	1 d 10 a 20 cms	1.60	16	4	
	3	1 d 8 a 20 cms	2.80	28	4	
	4	1 d 8 a 20 cms	3.80	38	4	
	5	1 d 8 a 20 cms	.71	6	4	

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecanica 0,04 x P = 52.368 Tn

REFUERZO EN CADA ALMA:
ZONA 1: CERCOS d 16 mm a 10 cm en .33 m.
ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1.3 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:
PESO DE LA VIGA: 56.07 Tn LONGITUD TOTAL: 25.43m.
LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: 6.11m.

PRETENSADO VIGA EXTREMA DERECHA : 2

FUERZA DE TESADO (Po)1293.600 T
ALTURA DEL PRETENSADO145 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetracion de cu·as 3.641 T
Por acortamiento elastico del hormigon 90.238 T
Perdidas INSTANTANEAS TOTAL 93.879 T (7.26%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales 240.017 T (18.55%)
P E R D I D A S T O T A L E S 333.895 T (25.81%)

F A S E I N I C I A L A P L I C A C I O N P R E T E N S A D O

TENSIONES EN SECCIONES EXTREMAS AL TRANSFERIR

	SECCION DE APOYO	SECCION A 7.6 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
Fibra Sup. Viga	-218.222	40.047	30 en una longitud de
Fibra Inf. Viga	1431.440	2158.372	8 m. desde extremo viga

F A S E S I N T E R M E D I A S D E C O N S T R U C C I O N
Y F A S E F I N A L D E S E R V I C I O

TENSIONES EN SECCION CENTRAL DE LA VIGA

	EJECUCION LOSA	CAR.MUERTA t=inicial	CAR.MUERTA t=infinito	+SC.cuasip t=infinito	+SC.frec. t=infinito
Fibra Sup. Losa	0.00	191.29	210.96	298.82	518.50
Fibra Sup. Viga	1607.85	1698.21	1691.33	1737.44	1852.71
Fibra Inf. Viga	1121.25	686.75	541.84	264.82	-162.81

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto = 1.5500 m Inercia= .66334215 m4
Ycg = 1.0240 m Wvxxi = .64780646 m3
Area = 2.1486 m2 Wvxxs = 2.40325682 m3
Ht-Ycg= .5260 m Wlxxs = 1.26106359 m3

CALCULO DE LA ARMADURA DE REFUERZO POR ROTURA A FLEXION: VIGA EXTREMA 2

ESTADO LIMITE ULTIMO DE ROTURA A FLEXION (CON ARMADURA DE REFUERZO)

Momento ultimo resistente Mu = 1806.04 mt
Momento exterior caracteristico Mk = 1256.48 mt
Momento exterior de calculo Md = 1779.35 mt
Coeficiente Mu/Md = 1.01
Deformacion superior esup = 1.56 o/oo
Deformacion inferior einf = 10.00 o/oo

ARMADURA DE REFUERZO DISPUESTA:

PASIVA : 0cm2
- 0m EN EL CENTRO DE LA VIGA + ANCLAJES

DIMENSIONAMIENTO ARMADURA TRANSVERSAL EN VIGA: CORTANTE Y RASANTE EN JUNTA
DE UNION VIGA-LOSA

DATOS DE CALCULO PARA LA VIGA : 2

Resistencia de proyecto a traccion del hormigon fct,k 28.348 Kp/cm2
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal fyd 4200.000 Kp/cm2
Tension maxima en la junta de union viga-losa tauvl 1.500 Kp/cm2

Canto viga + losa Ht 1.550 m
Ancho del alma de la viga bw .308 m
Ancho del ala superior de la viga b .980 m

Armadura minima de cortante a 90° Asc,min 4.889 cm2/m
Armadura minima de rasante a 90° Asr,min 7.333 cm2/m

TRAMO 1 (SECCION A 0.000 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	26.656	51.834	37.716	37.431	55.449
M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOR. ASOC T = .722
CORTANTE Vd = 296.200 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 25.810 cm2/m
K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn
Tc1,d = 46.447 Kp/cm2 Yc1 = .479 m cotg(theta) = 2.000
RASANTE Vd = 190.238 Tn Tau = 16.428 Kp/cm2 Asr calculo = 12.607 cm2/m
ALA SUP Vd = 15.195 Tn Tau = 9.740 Kp/cm2 As calculo = 3.479 cm2/m
ALA INF Vd = 118.480 Tn Tau = 37.974 Kp/cm2 As calculo = 13.265 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 10 + 10 a 0.20 m (15.700 cm2/m)
Armadura de rasante d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)
Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 16 a 0.20 m (20.110 cm2/m)

TRAMO 2 (SECCION A 2.200 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	21.806	42.401	30.853	30.929	50.070
M	53.308	103.659	75.426	68.045	110.155

TOR. ASOC T = 13.771
CORTANTE Vd = 249.831 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 22.383 cm2/m
K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn
Tc1,d = -7.431 Kp/cm2 Yc1 = .479 m cotg(theta) = 2.000
RASANTE Vd = 163.151 Tn Tau = 14.076 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 12.772 Tn Tau = 8.187 Kp/cm2 As calculo = 2.924 cm2/m
ALA INF Vd = 99.932 Tn Tau = 32.030 Kp/cm2 As calculo = 15.150 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 12 a 0.20 m (11.310 cm2/m)
Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 16 a 0.20 m (20.110 cm2/m)

TRAMO 3 (SECCION A 3.800 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	18.278	35.541	25.861	26.590	46.158
M	85.375	166.014	120.797	101.042	175.402

TOR. ASOC T = 23.261
CORTANTE Vd = 216.691 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 19.941 cm2/m
K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn
Tc1,d = -71.862 Kp/cm2 Yc1 = .479 m cotg(theta) = 2.000
RASANTE Vd = 144.035 Tn Tau = 12.413 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 11.050 Tn Tau = 7.083 Kp/cm2 As calculo = 2.530 cm2/m
ALA INF Vd = 86.676 Tn Tau = 27.781 Kp/cm2 As calculo = 13.323 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 8 + 8 a 0.20 m (10.060 cm2/m)
Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 16 a 0.20 m (20.110 cm2/m)

TRAMO 4 (SECCION A 6.800 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	11.663	22.679	16.502	19.338	38.823
M	130.286	253.344	184.342	131.496	264.000

TOR. ASOC T = 41.055

CORTANTE Vd = 155.880 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 15.478 cm2/m

K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn

Tc1,d = -157.686 Kp/cm2 Yc1 = .479 m cotg(theta) = 2.000

RASANTE Vd = 109.519 Tn Tau = 9.403 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m

ALA SUP Vd = 7.912 Tn Tau = 5.072 Kp/cm2 As calculo = 2.381 cm2/m

ALA INF Vd = 62.352 Tn Tau = 19.985 Kp/cm2 As calculo = 7.754 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)

Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)

Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 5 (SECCION A 10.600 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	3.284	6.386	4.647	11.806	29.533
M	158.685	308.566	224.524	125.138	313.045

TOR. ASOC T = 63.593

CORTANTE Vd = 81.334 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 10.040 cm2/m

K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn

Tc1,d = -102.761 Kp/cm2 Yc1 = .479 m cotg(theta) = 2.000

RASANTE Vd = 68.280 Tn Tau = 5.795 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m

ALA SUP Vd = 4.104 Tn Tau = 2.631 Kp/cm2 As calculo = 2.381 cm2/m

ALA INF Vd = 32.534 Tn Tau = 10.427 Kp/cm2 As calculo = 4.762 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)

Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)

Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

RESUMEN DE ARMADO. VIGA: 2 TIPO: A-130.VA

H O R M I G O N : Resistencia característica a 28 dias: 500 K_n/cm²
inicial al transferir: 360 Kp/cm²

P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables SUPERIORES:14000 Kp/cm²
: Tension de pretensado cables INFERIORES:14000 Kp/cm²
Fuerza total de pretensado en bancada:1293.600 Tn

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE	ALTURA FILA
		(cm ²)	(m)
1	33	1.400	.050
2	29	1.400	.100
3	0	1.400	0.000
4	0	1.400	0.000
5	4	1.400	1.250

CABLES ENVAINADOS: 30 EN 8 m. DESDE EL EXTREMO

A R M A D U R A P A S I V A : LIMITE ELASTICO ACERO: 5099 Kp/cm²

	TRAMO	ARMADO	LONGITUD	Nº UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1	2 D 10 a 20 cms.	3.40	36	1	CERCOS
	2	1 D 12 a 20 cms.	1.60	16	1	
	3	2 D 8 a 20 cms	3.00	30	1	
	4	1 D 10 a 20 cms.	3.80	38	1	
	5	1 D 8 a 20 cms.	.69	6	1	
RASANTE	1	1 D 10 a 20 cms.	3.40	40	3	BARRAS
ALA. INF	1	1 d 16 a 20 cms	3.40	36	2	CERCOS
	2	1 d 16 a 20 cms	1.60	16	2	
	3	1 d 16 a 20 cms	3.00	30	2	
	4	1 d 10 a 20 cms	3.80	38	2	
	5	1 d 8 a 20 cms	.69	6	2	
ALA. SUP	1	1 d 10 a 20 cms	3.40	36	4	BARRAS
	2	1 d 10 a 20 cms	1.60	16	4	
	3	1 d 10 a 20 cms	3.00	30	4	
	4	1 d 8 a 20 cms	3.80	38	4	
	5	1 d 8 a 20 cms	.69	6	4	

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecanica 0,04 x P = 52.342 Tn

REFUERZO EN CADA ALMA:

ZONA 1: CERCOS d 16 mm a 10 cm en .33 m.

ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1.3 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:

PESO DE LA VIGA: 55.08 Tn LONGITUD TOTAL: 24.98m.

LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: 6.11m.

REACCION VERTICAL MINIMA : 101.617 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO : 5.04 Tn.
VIENTO : 4.768 Tn.
GIRO en radianes : .009
DISTORSION en mm : 20.644

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE APOYO:

TIPO DE APOYO NEOPRENO No : 16
DIMENSIONES : 350x 450x 69 mm
ESPESOR DL NEOPRENO : 49 mm
No. DE LAMINAS DE ACERO : 5
ESPESOR DE LAMINAS : 4 mm

COMPRESION MEDIA MAXIMA : 140.23 Kp/cm2
COMPRESION MEDIA MINIMA : 64.52 Kp/cm2
(Seguridad al deslizamiento)

ARMADURA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA LOSA DEL TABLERO POR BANDAS

ARMADURAS LOSA	CAPACIDAD MECANICA (T/m)	ARMADURA TRANSVERSAL	ARMADURA LONGITUDINAL	PESO
BANDA: 1				
INFERIOR	98.93 T	8 D 20 pml	6 D 12 pml	25.10 Kg/m2
SUPERIOR	140.15 T	11 D 20 pml	7 D 12 pml	33.37 Kg/m2
BANDA: 2				
INFERIOR	81.03 T	6 D 20 pml	5 D 12 pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	125.52 T	10 D 20 pml	7 D 12 pml	30.04 Kg/m2
BANDA: 3				
INFERIOR	82.05 T	6 D 20 pml	5 D 12 pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	116.24 T	9 D 20 pml	6 D 12 pml	27.57 Kg/m2
BANDA: 4				
INFERIOR	75.55 T	6 D 20 pml	5 D 12 pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	105.43 T	8 D 20 pml	6 D 12 pml	25.10 Kg/m2
BANDA: 5				
INFERIOR	81.53 T	6 D 20 pml	5 D 12 pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	90.93 T	7 D 20 pml	5 D 12 pml	21.74 Kg/m2
BANDA: 6				
INFERIOR	77.37 T	6 D 20 pml	5 D 12 pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	106.94 T	8 D 20 pml	6 D 12 pml	25.10 Kg/m2
BANDA: 7				
INFERIOR	82.96 T	6 D 20 pml	5 D 12 pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	114.60 T	9 D 20 pml	6 D 12 pml	27.57 Kg/m2
BANDA: 8				
INFERIOR	91.37 T	7 D 20 pml	5 D 12 pml	21.74 Kg/m2
SUPERIOR	118.39 T	9 D 20 pml	6 D 12 pml	27.57 Kg/m2
BANDA: 9				
INFERIOR	117.43 T	9 D 20 pml	6 D 12 pml	27.57 Kg/m2
SUPERIOR	115.36 T	9 D 20 pml	6 D 12 pml	27.57 Kg/m2

ARMADURA RECOMENDADA:

ZONA 1: (EN UNA LONGITUD DE 3.00 m)				
INFERIOR	117.43 T	9 D 20 pml	6 D 12 pml	27.57 Kg/m2
SUPERIOR	140.15 T	11 D 20 pml	7 D 12 pml	33.37 Kg/m2
ZONA 2: (EN UNA LONGITUD DE 19.39 m)				
INFERIOR	81.53 T	6 D 20 pml	5 D 12 pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	116.24 T	9 D 20 pml	6 D 12 pml	27.57 Kg/m2

TITULO DEL CALCULO : NUEVA EST.DE ZARAGOZA:VANO 2(Vano largo)
NOMBRE ARCHIVO REFERENCIA: 4207YA
TIPO DE VIGA PROYECTADA: A-130.VA Area cables: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

GEOMETRIA DEL TABLERO
VER. Analisis: R1-OCT/1999)

Ancho medio del tablero (m) : 13.65
Ancho de la acera izq. (m) : 1.8
Ancho de la acera der. (m) : 1.8
Espesor de aceras (m) : .2
Canto losa (m) : .18
Espesor de aglomerado (m) : .12
Recrecido aglomerado (m) : .04
Canto encofrado perdido (m) : .07
Entrega encof. perdido (m) : .1
Canto total (m) : 1.55
Vuelo izquierdo (m) : 3.8
Vuelo derecho (m) : 4
Numero de vigas : 2
Ala superior (m) : .98

*****COORDENADAS DE LAS ESQUINAS DEL TABLERO*****

ESQUINA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	.570	8.510
2	13.930	0.000
3	0.000	35.310
4	13.930	26.430

BARRAS TRANSVERSALES PARALELAS A LA DIRECCION : (.57,8.51) (13.93,0)

VIGA	LONGITUD (m)	LUZ CALCULO (m)	SITUACION (m)	CANTO (m)
1	27.76	26.80	0.00	1.300
2	27.39	26.43	6.87	1.300

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LA SECCION SIMPLE DE VIGA

Canto= 1.3000 m Inercia= .17344109 m4
Ycg = .4973 m Wxxi = .34874206 m3
H-Ycg= .8027 m Wxxs = .21608112 m3
Area = .8820 m2

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Resistencia inicial del hormigon en viga (fck0).. 390 Kp/cm2
Resistencia caracteristica del hormigon en viga (fck).. 500 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).. 1.50

Resistencia caracteristica del hormigon en losa (fck).. 250 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).. 1.50

Limite elastico de la armadura pasiva (fyk)..... 5099 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion en viga (Gs).. 1.15
Coeficiente de minoracion en losa (Gs).. 1.15

Limite elastico de la armadura activa (fyk)..... 16680 Kp/cm2
Carga unitaria maxima (fmax)..... 18967 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gs).. 1.15
Tension de pretensado de la armadura activa SUPERIOR... 140000 Mp/m2
Area del cable utilizado SUPERIOR..... 1.4000 cm2
Tension de pretensado de la armadura activa INFERIOR... 140000 Mp/m2
Area del cable utilizado INFERIOR..... 1.4000 cm2

	Tensiones Admisibles	
	Compresion	Traccion
En viga al pretensar:	234.00 Kp/cm2	24.15 Kp/cm2
En viga con sobrecargas:	300.00 Kp/cm2	38.00 Kp/cm2
En losa con sobrecargas:	150.00 Kp/cm2	

ACCIONES DIRECTAS CARACTERISTICAS

CARGAS PERMANENTES

Peso propio viga = 2205 Kp/m
Peso propio losa = 625 Kp/m2

Peso de Aceras = 500 Kp/m2
Peso Barandilla DER.= 150 Kp/m
Peso Barandilla IZQ.= 150 Kp/m
Peso Barrera DER.= 150 Kp/m
Peso Barrera IZQ.= 150 Kp/m
Peso Aglomerado = 288 Kp/m2

CARGAS VARIABLES

Sobrecarga uniforme= 400 Kp/m2
Sobrecarga de carro= 60 Mp

Coef. Mayoracion de acciones PERMANENTES (Gg) 1.35
Coef. Mayoracion de acciones VARIABLES (Gf) 1.50

TITULO DEL CALCULO : NUEVA EST.DE ZARAGOZA:VANO 2 (Vano largo)

TIPO VIGA UTILIZADA : A-130.VA

DATOS GENERALES DE CALCULO

ANCHO MEDIO DEL TABLERO.....: 13.65 m
 LUZ MAXIMA DE CALCULO: 26.80 m
 ENTREGA DE VIGA EN APOYO.....: .48 m
 NUMERO DE VIGAS.....: 2

CANTO LOSA: .18 m
 CANTO ENCOFRADO PERDIDO.....: .07 m
 ENTREGA DE APOYO ENCOFRADO PERDIDO...: .10 m

ANCHO ACERA IZQUIERDA.....: 1.80 m
 ANCHO ACERA DERECHA.....: 1.80 m
 ESPESOR DE AGLOMERADO.....: .12 m
 RECRECIDO DE AGLOMERADO.....: .04 m

PESO ACERAS.....: 500 Kp/m2
 PESO BARANDILLA IZQUIERDA.....: 150 Kp/m
 PESO BARANDILLA DERECHA.....: 150 Kp/m
 PESO BARRERA IZQUIERDA.....: 150 Kp/m
 PESO BARRERA DERECHA.....: 150 Kp/m

SOBRECARGA UNIFORME.....: 400 Kp/m2
 SOBRECARGA DE CARRO: 60 Mp

MOMENTOS LONGITUDINALES EN VIGAS

VIGA	MPPV	MPPL	MPM	MSCU	MCARRO	MAXSUMCP	MAXSUMT
1	198.02	374.72	264.55	261.36	355.23	837.29	1453.87
2	192.56	375.30	274.47	267.82	353.15	842.33	1463.31

HIPOTESIS QUE DAN EL MAXIMO FLECTOR EN CADA VIGA

V 1 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+5+7
 V 2 HIP: PPV+PPL +1+3+4+5+6+14

CORTANTES MAXIMOS DE CALCULO

VIGA	VPPV	VPPL	VPM	VSCU	VCARRO	VSUMA
1	29.55	55.92	39.48	39.00	54.08	218.03
2	29.14	56.80	41.54	40.53	54.54	222.54

TORSORES MAX.-CORTANTES ASOCIADOS CORTANTES MAX.-TORSORES ASOCIADOS

VIGA	TORSOR MAX	CORT. ASOCIADO	CORTANTE MAX	TORSOR ASOCIADO
1	53.20	124.63	218.03	19.92
2	51.58	140.96	222.54	16.45

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
1	.04	-4.45	2.14	-4.35	5.83	-3.88	5.42	-12.47
2	.25	-4.44	2.40	-3.36	4.33	-3.27	4.43	-9.89

REACCIONES DE LOS APOYOS (INCLUYENDO LAS ENTREGAS DE LAS VIGAS)

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
3	.20	-4.18	2.36	-3.17	4.50	-2.95	4.62	-8.60
4	.17	-3.88	2.34	-3.09	4.21	-2.20	3.33	-8.06
5	.16	-3.91	2.34	-3.14	4.51	-2.88	4.79	-8.44
6	.16	-4.16	2.36	-3.18	4.35	-2.18	3.45	-8.48
7	.18	-4.38	2.41	-3.17	4.67	-2.94	5.21	-9.11
8	.24	-4.55	2.44	-3.24	4.74	-3.10	5.43	-9.82
9	.09	-4.42	2.12	-3.93	6.90	-4.77	7.16	-11.81

VIGA	NUDO	VIGA+LOSA	CM+SU+CARRO (Min - Max)		TOTALES (Min - Max)	
1	3	88.13	30.20	146.35	118.33	234.48
1	75	88.93	31.38	141.54	120.31	230.47
2	7	88.66	31.33	146.12	119.99	234.78
2	79	89.45	35.50	149.32	124.96	238.77

PRETENSADO VIGA EXTREMA IZQUIERDA : 1

FUERZA DE TESADO (Po)1411.200 T
 ALTURA DEL PRETENSADO142 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetracion de cu·as 3.972 T
 Por acortamiento elastico del hormigon 101.172 T
 Perdidas INSTANTANEAS TOTAL 105.144 T (7.45%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales 266.454 T (18.88%)
 P E R D I D A S T O T A L E S 371.598 T (26.33%)

F A S E I N I C I A L A P L I C A C I O N P R E T E N S A D O

TENSIONES EN SECCIONES EXTREMAS AL TRANSFERIR

	SECCION DE APOYO	SECCION A 7.3 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
Fibra Sup. Viga	-235.735	57.221	35 en una longitud de
Fibra Inf. Viga	1479.299	2338.841	7.78 m. desde extremo viga

F A S E S I N T E R M E D I A S D E C O N S T R U C C I O N
Y F A S E F I N A L D E S E R V I C I O

TENSIONES EN SECCION CENTRAL DE LA VIGA

	EJECUCION LOSA	CAR.MUERTA t=inicial	CAR.MUERTA t=infinito	+SC.cuasip t=infinito	+SC.frec. t=infinito
Fibra Sup. Losa	0.00	226.01	246.91	346.88	596.80
Fibra Sup. Viga	1995.74	2105.22	2098.39	2151.64	2284.74
Fibra Inf. Viga	1073.25	576.80	425.76	120.79	-353.51

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto = 1.5500 m Inercia= .65982258 m4
 Ycg = 1.0151 m Wvxxi = .64999972 m3
 Area = 2.1143 m2 Wvxxs = 2.31607803 m3
 Ht-Ycg= .5349 m Wlxxs = 1.23357174 m3

CALCULO DE LA ARMADURA DE REFUERZO POR ROTURA A FLEXION: VIGA EXTREMA 1

ESTADO LIMITE ULTIMO DE ROTURA A FLEXION (CON ARMADURA DE REFUERZO)

Momento ultimo resistente	Mu =	2057.70 mt
Momento exterior caracteristico	Mk =	1453.87 mt
Momento exterior de calculo	Md =	2055.21 mt
Coefficiente	Mu/Md =	1.00
Deformacion superior	esup =	1.76 o/oo
Deformacion inferior	einf =	10.00 o/oo

ARMADURA DE REFUERZO DISPUESTA:

PASIVA : 15cm2
 - 6m EN EL CENTRO DE LA VIGA + ANCLAJES

DIMENSIONAMIENTO ARMADURA TRANSVERSAL EN VIGA: CORTANTE Y RASANTE EN JUNTA
DE UNION VIGA-LOSA

DATOS DE CALCULO PARA LA VIGA : 1

Resistencia de proyecto a traccion del hormigon fct,k 28.348 Kp/cm2
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal fyd 4200.000 Kp/cm2
Tension maxima en la junta de union viga-losa tauvl 1.500 Kp/cm2

Canto viga + losa Ht 1.550 m
Ancho del alma de la viga bw .308 m
Ancho del ala superior de la viga b .980 m

Armadura minima de cortante a 90° Asc,min 4.889 cm2/m
Armadura minima de rasante a 90° Asr,min 7.333 cm2/m

TRAMO 1 (SECCION A 0.000 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	29.551	55.920	39.479	39.002	54.079
M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOR. ASOC T = 29.878
CORTANTE Vd = 308.304 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 28.221 cm2/m
K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn
Tc1,d = 56.600 Kp/cm2 Yc1 = .478 m cotg(theta) = 2.000
RASANTE Vd = 192.919 Tn Tau = 16.632 Kp/cm2 Asr calculo = 16.468 cm2/m
ALA SUP Vd = 16.082 Tn Tau = 10.309 Kp/cm2 As calculo = 3.682 cm2/m
ALA INF Vd = 123.322 Tn Tau = 39.526 Kp/cm2 As calculo = 13.168 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 10 + 10 a 0.20 m (15.700 cm2/m)
Armadura de rasante d(mm): 8 a 0.20 m (10.060 cm2/m)
Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 16 a 0.20 m (20.110 cm2/m)

TRAMO 2 (SECCION A 3.800 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	21.172	40.064	28.285	28.728	45.958
M	96.374	182.370	128.751	109.165	174.640

TOR. ASOC T = 44.033
CORTANTE Vd = 232.882 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 22.317 cm2/m
K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn
Tc1,d = -81.998 Kp/cm2 Yc1 = .478 m cotg(theta) = 2.000
RASANTE Vd = 150.213 Tn Tau = 12.928 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 12.085 Tn Tau = 7.747 Kp/cm2 As calculo = 2.767 cm2/m
ALA INF Vd = 93.153 Tn Tau = 29.857 Kp/cm2 As calculo = 14.806 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 12 a 0.20 m (11.310 cm2/m)
Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 16 a 0.20 m (20.110 cm2/m)

TRAMO 3 (SECCION A 5.400 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	17.644	33.388	23.572	24.870	42.538
M	127.427	241.132	170.237	134.300	229.708

TOR. ASOC T = 49.992
CORTANTE Vd = 201.829 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 19.893 cm2/m
K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn
Tc1,d = -139.528 Kp/cm2 Yc1 = .478 m cotg(theta) = 2.000
RASANTE Vd = 132.935 Tn Tau = 11.426 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 10.451 Tn Tau = 6.699 Kp/cm2 As calculo = 2.393 cm2/m
ALA INF Vd = 80.732 Tn Tau = 25.876 Kp/cm2 As calculo = 11.962 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 8 + 8 a 0.20 m (10.060 cm2/m)
Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 16 a 0.20 m (20.110 cm2/m)

TRAMO 4 (SECCION A 8.400 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	11.029	20.871	14.735	18.387	36.127
M	170.437	322.521	227.697	154.453	303.466

TOR. ASOC T = 61.167

CORTANTE Vd = 144.728 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 15.444 cm2/m

K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn

Tc1,d = -98.202 Kp/cm2 Yc1= .478 m cotg(theta) = 2.000

RASANTE Vd = 101.663 Tn Tau = 8.701 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m

ALA SUP Vd = 7.463 Tn Tau = 4.784 Kp/cm2 As calculo = 2.381 cm2/m

ALA INF Vd = 57.891 Tn Tau = 18.555 Kp/cm2 As calculo = 6.733 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)

Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)

Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 5 (SECCION A 12.200 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	2.650	5.016	3.541	11.578	28.006
M	196.428	371.705	262.420	141.253	341.670

TOR. ASOC T = 75.322

CORTANTE Vd = 74.505 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 9.992 cm2/m

K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn

Tc1,d = -135.414 Kp/cm2 Yc1= .478 m cotg(theta) = 2.000

RASANTE Vd = 64.156 Tn Tau = 5.422 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m

ALA SUP Vd = 3.822 Tn Tau = 2.450 Kp/cm2 As calculo = 2.381 cm2/m

ALA INF Vd = 29.802 Tn Tau = 9.552 Kp/cm2 As calculo = 4.762 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)

Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)

Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

RESUMEN DE ARMADO. VIGA: 1 TIPO: A-130.VA

H O R M I G O N : Resistencia característica a 28 días: 500 Kp/cm2
inicial al transferir: 390 Kp/cm2

P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables SUPERIORES:14000 Kp/cm2
: Tension de pretensado cables INFERIORES:14000 Kp/cm2
Fuerza total de pretensado en bancada:1411.200 Tn

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE	ALTURA FILA
		(cm2)	(m)
1	33	1.400	.050
2	33	1.400	.100
3	2	1.400	.150
4	0	1.400	0.000
5	4	1.400	1.250

CABLES ENVAINADOS: 35 EN 7.78 m. DESDE EL EXTREMO

A R M A D U R A P A S I V A : LIMITE ELASTICO ACERO: 5099 Kp/cm2

	TRAMO	ARMADO	LONGITUD	NºUNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1	2 D 10 a 20 cms.	5.08	52	1	CERCOS
	2	1 D 12 a 20 cms.	1.60	16	1	
	3	2 D 8 a 20 cms	3.00	30	1	
	4	1 D 10 a 20 cms.	3.60	36	1	
	5	1 D 8 a 20 cms.	.60	5	1	
RASANTE	1	2 D 8 a 20 cms	5.08	56	3	BARRAS
ALA.INF	1	1 d 16 a 20 cms	5.08	52	2	CERCOS
	2	1 d 16 a 20 cms	1.60	16	2	
	3	1 d 16 a 20 cms	3.00	30	2	
	4	1 d 10 a 20 cms	3.60	36	2	
	5	1 d 8 a 20 cms	.60	5	2	
ALA.SUP	1	1 d 10 a 20 cms	5.08	52	4	BARRAS
	2	1 d 10 a 20 cms	1.60	16	4	
	3	1 d 8 a 20 cms	3.00	30	4	
	4	1 d 8 a 20 cms	3.60	36	4	
	5	1 d 8 a 20 cms	.60	5	4	

REFUERZO POR ROTURA A FLEXION: 2 barras de 32mm. de diametro en 8.2 m.

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecanica 0,04 x P = 53.687 Tn

REFUERZO EN CADA ALMA:

ZONA 1: CERCOS d 16 mm a 10 cm en .33 m.

ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1.3 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:

PESO DE LA VIGA: 61.22 Tn LONGITUD TOTAL: 27.76m.

LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: < 8.42m.

PRETENSADO VIGA EXTREMA DERECHA : 2

FUERZA DE TESADO (Po)1411.200 T
ALTURA DEL PRETENSADO142 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetracion de cu·as 3.972 T
Por acortamiento elastico del hormigon 101.685 T
Perdidas INSTANTANEAS TOTAL 105.657 T (7.49%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales 266.877 T (18.91%)

P E R D I D A S T O T A L E S 372.534 T (26.40%)

F A S E I N I C I A L A P L I C A C I O N P R E T E N S A D O

TENSIONES EN SECCIONES EXTREMAS AL TRANSFERIR

	SECCION DE APOYO	SECCION A 7.5 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
Fibra Sup. Viga	-235.735	55.255	35 en una longitud de
Fibra Inf. Viga	1479.299	2339.985	7.98 m. desde extremo viga

F A S E S I N T E R M E D I A S D E C O N S T R U C C I O N
Y F A S E F I N A L D E S E R V I C I O

TENSIONES EN SECCION CENTRAL DE LA VIGA

	EJECUCION LOSA	CAR.MUERTA t=inicial	CAR.MUERTA t=infinito	+SC.cuasip t=infinito	+SC.frec. t=infinito
Fibra Sup. Losa	0.00	228.61	249.10	347.36	593.00
Fibra Sup. Viga	1973.56	2082.92	2076.03	2127.71	2256.89
Fibra Inf. Viga	1085.76	575.05	425.77	120.00	-356.37

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto = 1.5500 m Inercia= .66654841 m4
Ycg = 1.0227 m Wvxxi = .65177655 m3
Area = 2.1540 m2 Wvxxs = 2.40339666 m3
Ht-Ycg= .5273 m Wlxxs = 1.26399187 m3

CALCULO DE LA ARMADURA DE REFUERZO POR ROTURA A FLEXION: VIGA EXTREMA 2

ESTADO LIMITE ULTIMO DE ROTURA A FLEXION (CON ARMADURA DE REFUERZO)

Momento ultimo resistente Mu = 2071.96 mt
Momento exterior caracteristico Mk = 1463.31 mt
Momento exterior de calculo Md = 2068.61 mt
Coeficiente Mu/Md = 1.00
Deformacion superior esup = 1.73 o/oo
Deformacion inferior einf = 10.00 o/oo

ARMADURA DE REFUERZO DISPUESTA:

PASIVA : 17cm2
- 6m EN EL CENTRO DE LA VIGA + ANCLAJES

DIMENSIONAMIENTO ARMADURA TRANSVERSAL EN VIGA: CORTANTE Y RASANTE EN JUNTA
DE UNION VIGA-LOSA

DATOS DE CALCULO PARA LA VIGA : 2

Resistencia de proyecto a traccion del hormigon fct,k 28.348 Kp/cm2
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal fyd 4200.000 Kp/cm2
Tension maxima en la junta de union viga-losa tauvl 1.500 Kp/cm2

Canto viga + losa Ht 1.550 m
Ancho del alma de la viga bw .308 m
Ancho del ala superior de la viga b .980 m

Armadura minima de cortante a 90° Asc,min 4.889 cm2/m
Armadura minima de rasante a 90° Asr,min 7.333 cm2/m

TRAMO 1 (SECCION A 0.000 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	29.141	56.795	41.536	40.530	54.537
M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOR. ASOC T = 24.671
CORTANTE Vd = 314.688 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 28.534 cm2/m
K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn
Tc1,d = 56.602 Kp/cm2 Yc1 = .478 m cotg(theta) = 2.000
RASANTE Vd = 198.674 Tn Tau = 17.183 Kp/cm2 Asr calculo = 18.139 cm2/m
ALA SUP Vd = 16.078 Tn Tau = 10.307 Kp/cm2 As calculo = 3.681 cm2/m
ALA INF Vd = 125.875 Tn Tau = 40.345 Kp/cm2 As calculo = 13.522 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 10 + 10 a 0.20 m (15.700 cm2/m)
Armadura de rasante d(mm): 8 a 0.20 m (10.060 cm2/m)
Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 16 a 0.20 m (20.110 cm2/m)

TRAMO 2 (SECCION A 3.800 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	20.762	40.465	29.593	29.714	46.225
M	94.815	184.794	135.144	112.915	175.654

TOR. ASOC T = 39.822
CORTANTE Vd = 236.515 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 22.437 cm2/m
K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn
Tc1,d = -84.332 Kp/cm2 Yc1 = .478 m cotg(theta) = 2.000
RASANTE Vd = 153.859 Tn Tau = 13.283 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 12.023 Tn Tau = 7.707 Kp/cm2 As calculo = 2.752 cm2/m
ALA INF Vd = 94.606 Tn Tau = 30.322 Kp/cm2 As calculo = 15.138 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 12 a 0.20 m (11.310 cm2/m)
Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 16 a 0.20 m (20.110 cm2/m)

TRAMO 3 (SECCION A 5.400 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	17.234	33.589	24.564	25.662	42.725
M	125.211	244.038	178.470	138.572	230.714

TOR. ASOC T = 46.201
CORTANTE Vd = 204.352 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 19.936 cm2/m
K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn
Tc1,d = -142.186 Kp/cm2 Yc1 = .478 m cotg(theta) = 2.000
RASANTE Vd = 135.741 Tn Tau = 11.702 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 10.365 Tn Tau = 6.645 Kp/cm2 As calculo = 2.381 cm2/m
ALA INF Vd = 81.741 Tn Tau = 26.199 Kp/cm2 As calculo = 12.193 cm2/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 8 + 8 a 0.20 m (10.060 cm2/m)
Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 16 a 0.20 m (20.110 cm2/m)

TRAMO 4 (SECCION A 8.200 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	11.060	21.556	15.764	19.284	36.600
M	164.823	321.241	234.930	158.126	300.121

TOR. ASOC T = 57.365

CORTANTE Vd = 149.139 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 15.651 cm²/m

K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn

Tc1,d = -121.748 Kp/cm² Yc1 = .478 m cotg(theta) = 2.000

RASANTE Vd = 105.108 Tn Tau = 9.024 Kp/cm² Asr calculo = 0.000 cm²/m

ALA SUP Vd = 7.537 Tn Tau = 4.831 Kp/cm² As calculo = 2.381 cm²/m

ALA INF Vd = 59.656 Tn Tau = 19.120 Kp/cm² As calculo = 7.137 cm²/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm²/m)

Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm²/m)

Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm²/m)

Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm²/m)

TRAMO 5 (SECCION A 12.000 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	2.681	5.226	3.822	12.083	28.288
M	190.931	372.126	272.143	144.996	339.454

TOR. ASOC T = 72.515

CORTANTE Vd = 76.390 Tn Vu1 = 374.528 Tn Asc calculo = 10.026 cm²/m

K = 1.000 Vcu = 0.000 Tn

Tc1,d = -135.390 Kp/cm² Yc1 = .478 m cotg(theta) = 2.000

RASANTE Vd = 65.715 Tn Tau = 5.569 Kp/cm² Asr calculo = 0.000 cm²/m

ALA SUP Vd = 3.841 Tn Tau = 2.462 Kp/cm² As calculo = 2.381 cm²/m

ALA INF Vd = 30.556 Tn Tau = 9.794 Kp/cm² As calculo = 4.762 cm²/m

ARMADURA EN CADA ALMA:

Armadura de cortante d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm²/m)

Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm²/m)

Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm²/m)

Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm²/m)

RESUMEN DE ARMADO. VIGA: 2 TIPO: A-130.VA

H O R M I G O N : Resistencia caracteristica a 28 dias: 500 Kp/cm²
inicial al transferir: 390 Kp/cm²

P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables SUPERIORES:14000 Kp/cm²

: Tension de pretensado cables INFERIORES:14000 Kp/cm²

Fuerza total de pretensado en bancada:1411.200 Tn

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE	ALTURA FILA
		(cm ²)	(m)
1	33	1.400	.050
2	33	1.400	.100
3	2	1.400	.150
4	0	1.400	0.000
5	4	1.400	1.250

CABLES ENVAINADOS: 35 EN 7.98 m. DESDE EL EXTREMO

A R M A D U R A P A S I V A : LIMITE ELASTICO ACERO: 5099 Kp/cm²

	TRAMO	ARMADO	LONGITUD	Nº UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1	2 D 10 a 20 cms.	5.08	52	1	CERCOS
	2	1 D 12 a 20 cms.	1.60	16	1	
	3	2 D 8 a 20 cms	2.80	28	1	
	4	1 D 10 a 20 cms.	3.60	36	1	
	5	1 D 8 a 20 cms.	.62	5	1	
RASANTE	1	2 D 8 a 20 cms	5.08	56	3	BARRAS
ALA. INF	1	1 d 16 a 20 cms	5.08	52	2	CERCOS
	2	1 d 16 a 20 cms	1.60	16	2	
	3	1 d 16 a 20 cms	2.80	28	2	
	4	1 d 10 a 20 cms	3.60	36	2	
	5	1 d 8 a 20 cms	.62	5	2	
ALA. SUP	1	1 d 10 a 20 cms	5.08	52	4	BARRAS
	2	1 d 10 a 20 cms	1.60	16	4	
	3	1 d 8 a 20 cms	2.80	28	4	
	4	1 d 8 a 20 cms	3.60	36	4	
	5	1 d 8 a 20 cms	.62	5	4	

REFUERZO POR ROTURA A FLEXION: 2 barras de 40mm. de diametro en 9.0 m

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecanica 0,04 x P = 53.666 Tn

REFUERZO EN CADA ALMA:

ZONA 1: CERCOS d 16 mm a 10 cm en .33 m.

ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1.3 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:

PESO DE LA VIGA: 60.40 Tn LONGITUD TOTAL: 27.39m.

LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: 8.42m.

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA : 238.77 Tn.
 REACCION VERTICAL MINIMA : 111.866 Tn.
 FRENADO HORIZONTAL MAXIMO : 5.025 Tn.
 VIENTO : 5.206 Tn.
 GIRO en radianes : .009
 DISTORSION en mm : 21.575

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE APOYO:

TIPO DE APOYO NEOPRENO No : 20
 DIMENSIONES : 400x 500x 84 mm
 ESPESOR DE NEOPRENO : 60 mm
 No. DE LAMINAS DE ACERO : 6
 ESPESOR DE LAMINAS : 4 mm

COMPRESION MEDIA MAXIMA : 119.39 Kp/cm²
 COMPRESION MEDIA MINIMA : 55.93 Kp/cm²
 (Seguridad al deslizamiento)

ARMADURA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA LOSA DEL TABLERO POR BANDAS

ARMADURAS LOSA	CAPACIDAD MECANICA (T/m)	ARMADURA TRANSVERSAL	ARMADURA LONGITUDINAL	PESO
BANDA: 1				
INFERIOR	84.65 T	7 D 20	pml 5 D 12	pml 21.74 Kg/m ²
SUPERIOR	131.89 T	10 D 20	pml 7 D 12	pml 30.04 Kg/m ²
BANDA: 2				
INFERIOR	71.48 T	6 D 20	pml 5 D 12	pml 19.27 Kg/m ²
SUPERIOR	118.11 T	9 D 20	pml 6 D 12	pml 27.57 Kg/m ²
BANDA: 3				
INFERIOR	72.31 T	6 D 20	pml 5 D 12	pml 19.27 Kg/m ²
SUPERIOR	108.73 T	8 D 20	pml 6 D 12	pml 25.10 Kg/m ²
BANDA: 4				
INFERIOR	68.63 T	8 D 16	pml 5 D 12	pml 17.09 Kg/m ²
SUPERIOR	97.20 T	7 D 20	pml 5 D 12	pml 21.74 Kg/m ²
BANDA: 5				
INFERIOR	72.19 T	6 D 20	pml 5 D 12	pml 19.27 Kg/m ²
SUPERIOR	94.40 T	7 D 20	pml 5 D 12	pml 21.74 Kg/m ²
BANDA: 6				
INFERIOR	70.51 T	8 D 16	pml 5 D 12	pml 17.09 Kg/m ²
SUPERIOR	99.58 T	8 D 20	pml 6 D 12	pml 25.10 Kg/m ²
BANDA: 7				
INFERIOR	74.97 T	6 D 20	pml 5 D 12	pml 19.27 Kg/m ²
SUPERIOR	96.28 T	7 D 20	pml 5 D 12	pml 21.74 Kg/m ²
BANDA: 8				
INFERIOR	77.54 T	6 D 20	pml 5 D 12	pml 19.27 Kg/m ²
SUPERIOR	112.59 T	9 D 20	pml 6 D 12	pml 27.57 Kg/m ²
BANDA: 9				
INFERIOR	99.72 T	8 D 20	pml 6 D 12	pml 25.10 Kg/m ²
SUPERIOR	115.26 T	9 D 20	pml 6 D 12	pml 27.57 Kg/m ²
<u>ARMADURA RECOMENDADA:</u>				
ZONA 3: (EN UNA LONGITUD DE 3.00 m)				
INFERIOR	99.72 T	8 D 20	pml 6 D 12	pml 25.10 Kg/m ²
SUPERIOR	131.89 T	10 D 20	pml 7 D 12	pml 30.04 Kg/m ²
ZONA 4: (EN UNA LONGITUD DE 21.73 m)				
INFERIOR	72.19 T	6 D 20	pml 5 D 12	pml 19.27 Kg/m ²
SUPERIOR	112.59 T	9 D 20	pml 6 D 12	pml 27.57 Kg/m ²

1.2. – CALCULO DE PILA



CLIENTE: VIAS Y CONSTRUCCIONES
OBRA: NUEVA ESTACION DE ZARAGOZA
EXPEDIENTE: NO-004207-CP
FECHA: 28/08/01

CALCULO DE PILAS Y DESPLAZAMIENTOS DE NEOPRENOS EN PUENTES DE VARIOS VANOS

Version 23: 30-07-01

TIPO DE PILA: OCTOGONAL

LONGITUDES DE VANOS	
VANO 1	27,80 m
VANO 2	24,63 m
VANO 3	m
VANO 4	m
VANO 5	m
VANO 6	m
VANO 7	m
VANO 8	m
VANO 9	m
VANO 10	m
VANO 11	m
VANO 12	m

0,742654825

ENTREGA DE VIGAS:	0,40 m
JUNTA ENTRE VIGAS:	0,100 m
ANCHO TABLERO:	13,68 m
ANCHO PLATAFORMA/	10,08 m
ESVIAJE(g centes.)	100,000 g
Nº DE FUSTES por pila	2
DIMENSION eje Z fuste:	0,80 m
DIMENSION eje Y fuste:	0,80 m
Inercia bruta s/eje Y:	0,0261 m ⁴
Inercia bruta s/eje Z:	0,0261 m ⁴
Area bruta:	0,5600 m ²
CANTO DINTEL	m
ÁREA DINTEL	m ²
LONGITUD DINTEL	13,68 m

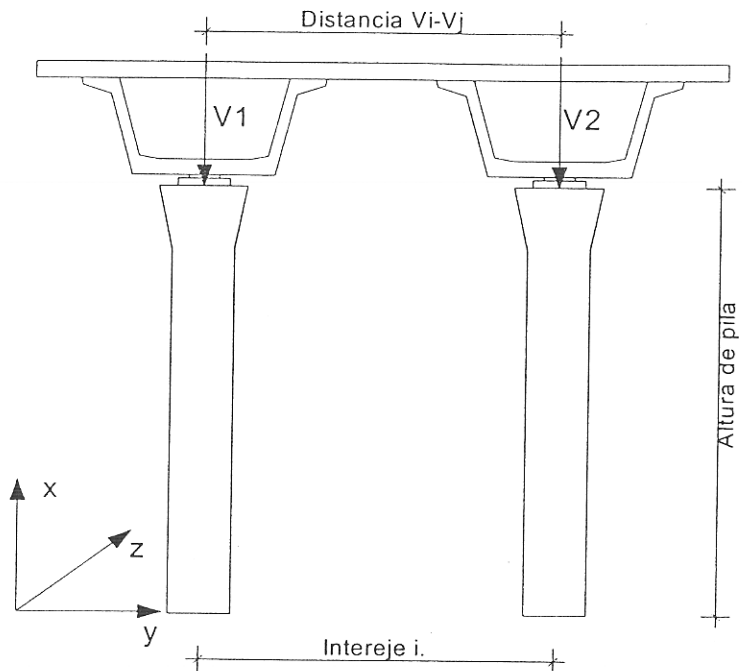
HORM. PILA H - 400

ALINEACIONES:	2
Vuelo Izq.	3,985 m
Dist. V1-V2	5,710 m
Dist. V2-V3	m
Dist. V3-V4	m
Dist. V4-V5	m
Dist. V5-V6	m
Dist. V6-V7	m
Dist. V7-V8	m
Dist. V8-V9	m
Dist. V9-V10	m
Dist. V10-V11	m
Dist. V11-V12	m
Dist. V12-V13	m
Dist. V13-V14	m
Dist. V14-V15	m
Dist. V15-V16	m
Vuelo der.	3,985 m

Voladizo Izq.	3,985 m
Intereje 1	5,710 m
Intereje 2	m
Voladizo Der.	3,985 m

Altura calc. pila: 9,30 m

HIPÓTESIS DE CÁLCULO PARA:	
FUSTE	1
PILA	1



NEOPRENOS	Número	a (mm)	b (mm)	Espesor (mm)	Eneto (mm)
ESTR. IZQ.	2	400	500	84	60
PILA 1 IZQ.	2	400	500	84	60
PILA 1 DER.	2	350	450	69	49
PILA 2 IZQ.					
PILA 2 DER.					
PILA 3 IZQ.					
PILA 3 DER.					
PILA 4 IZQ.					
PILA 4 DER.					
PILA 5 IZQ.					
PILA 5 DER.					
PILA 6 IZQ.					
PILA 6 DER.					
PILA 7 IZQ.					
PILA 7 DER.					
PILA 8 IZQ.					
PILA 8 DER.					
PILA 9 IZQ.					
PILA 9 DER.					
PILA 10 IZQ.					
PILA 10 DER.					
PILA 11 IZQ.					
PILA 11 DER.					
ESTR. DER.	2	350	450	69	49

HIP. E: FRENADO

VARIABLE

F. FRENADO (t)	DE CÁLCULO	POR LÍMITES
VANO 1	10,332	12,202
VANO 2	6,739	7,958
TOTAL	17,071	20,160

Carro:	60,00 t
S.C.U.:	0,40 t/m ²
E hormigón:	3800000 t/m ²

VALORES LIMITE	MÍNIMO	MÁXIMO
	20,160	60,480

RIGIDEZES INSTANTÁNEAS (t/m)		VALORES POR NEOPRENO O POR PILA	
		DESPLAZAMIENTOS (m)	ESFUERZOS (t)
NEOPR. ESTR. IZQ.	1333,333	0,00631	4,205
NEOPR. PILA 1 IZQ.	1333,333	0,00139	0,927
NEOPR. PILA 1 DER.	1285,714	0,00139	0,894
NEOPR. ESTR. DER.	1285,714	0,00631	4,054
PILA 1	740,785	0,00492	3,642

FUERZA POR FUSTE (t)

PILA	TOTAL	S / EJE PILA	S / PERP. EJE PILA
1	1,821	0,000	1,821



Avda. de Hilario Tejada, s/n - 31590 Castejón (Navarra)



Avda. de Hilario Tejada, s/n - 31590 Castejón (Navarra)



DESPLAZAMIENTO UNITARIO:

0,0007 m/m

VALORES POR NEOPRENO O POR PILA
POSITIVO: SEGÚN EL EJE Z

RIGIDEZES DIFERIDAS (t/m)	DESPLAZAMIENTOS (m)	ESFUERZOS (t)
NEOPR. ESTR. IZQ.	666,667	0,01796
NEOPR. PILA I IZQ.	666,667	0,00002
NEOPR. PILA I DER.	642,857	-0,00061
NEOPR. ESTR. DER.	642,857	-0,01804
PILA I	740,785	-0,00051

FUERZA POR FUSTE (t)

PILA	TOTAL	S / EJE PILA	S / PERP. EJE PILA
1	0,188	0,000	0,188

Vref=	28	m/s
Terreno:	II	
Canto vigas	1,30	m
Dist. entre caras int.	2,99	m
Canto losa+acera=	1,75	m. Incluye todo elemento opaco al viento (por ejemplo barandillas macizas).
Canto barreras=		m. No se contabilizan para la h _{eq} si son permeables al viento

CÁLCULO SIMPLIFICADO		CÁLCULO NO SIMPLIFICADO	
Espaciam. rel. vigas=	2,300	Cr	1
Coef. Ocultam. vigas=	0,237	Ct	1,04
h _{eq} del tablero=	3,357	Zmin	4
		Cz	1,055
		Cg	1,504
		Vc	46,193 m/s
		Cd pilas	1,50
		Cd barreras	2,20
		Cd tablero	1,38
Fpila=	0,275	Fpila=	0,200 t/m ²
		Fbarandilla=	0,293 t/m ²
Ftablero=	0,222	Ftablero=	0,184 t/m ²

Valores adoptados:	Fpila=	0,200 t/m ²	h _{eq} =	6,800	m
	Fbarandilla=	t/m ²	h _{eq} =		m
	Ftablero=	0,184 t/m ²	h _{eq} =	3,357	m

FUERZAS DE VIENTO SOBRE TABLERO (t)

VANO 1	16,531
VANO 2	15,193
TOTAL	31,724

RIGIDEZES INSTANTÁNEAS (t/m)	DESPLAZAMIENTOS (m)	ESFUERZOS (t)
NEOPR. ESTR. IZQ.	1333,333	0,00992
NEOPR. PILA I IZQ.	1333,333	0,00219
NEOPR. PILA I DER.	1285,714	0,00219
NEOPR. ESTR. DER.	1285,714	0,00992
PILA I	740,785	0,00774

Altura de aplicación de la carga de viento sobre el tablero:	2,10	m
Axil por equilibrio del tablero o del dintel:	2,11	t

FUERZA POR FUSTE (t)		EN CABEZA	
PILA	TOTAL	S / EJE PILA	S / PERP. EJE PILA
1	2,866	2,866	0,000

FUERZA REPARTIDA (t/m)		
TOTAL	S / EJE PILA	S / PERP. EJE PILA
0,160	0,160	0,000

RESUMEN DE MOVIMIENTOS DE NEOPRENOS (mm). ESFUERZOS SEGÚN IAP-98

	LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	TOTAL
	FRENADO	REOLÓG.	VIENTO	
NEOPR. ESTR. IZQ.	6,31	17,96	9,92	26,22
NEOPR. PILA 1 IZQ.	1,39	0,02	2,19	2,60
NEOPR. PILA 1 DER.	1,39	0,61	2,19	2,96
NEOPR. ESTR. DER.	6,31	18,04	9,92	26,29
PILA 1	4,92	0,51	7,74	9,45

NOTA:
En este resumen de movimientos no se han hecho combinaciones de acciones, anotándose simplemente los valores de los máximos desplazamientos en la hipótesis peor para cada acción, prescindiendo de la acción sísmica

REACCIONES DE VIGAS DEL VANO 1

4207-NUEVA ESTACIÓN DE ZARAGOZA(Vano corto)
REACCIONES POR NEOPRENO . (LR4207X.doc)

Las hipótesis de carga correspondientes a peso propio de viga y lora no se incluyen entre las hipótesis de carga del emparrillado, ya que ambas han de ser soportadas por las vigas de forma independiente sin contar con la colaboración de las contiguas. Las reacciones debidas a estos pesos propios son las siguientes:

NUDO	Fz
3	-80.80
75	-81.59
7	-80.70
79	-81.47

Las hipótesis generadas automáticamente que se incluyen en el emparrillado son las siguientes.

La 1ª hipótesis corresponde a cargas muertas (peso aglomerado, aceras, barandillas y barreras). La reacción correspondiente a esta hipótesis forma parte de las permanentes.

Las hipótesis 2 a 3 corresponden a la colocación de la sobrecarga de 400 kp/cm² sobre el ámbito correspondiente a cada una de las vigas. Las reacciones resultantes de estas hipótesis no son excluyentes, por tanto se pueden superponer en la combinación más desfavorable.

Las hipótesis 4 a 45 corresponden a la colocación de uno o dos carros de 60 t. de la instrucción (según el ancho de plataforma) en los extremos y el centro de la luz, en el sentido longitudinal y en varias posiciones. La serie de reacciones resultantes de estas hipótesis son excluyentes, es decir, no se pueden superponer, hay que coger la más desfavorable.

Las hipótesis 1 a 3, inclusive, habrá que mayorarlas por la relación entre longitud total de viga y luz de cálculo, debido a que en la generación del emparrillado no está considerada la entrega de la viga.

NOTA: El signo "-" indica reacciones descendentes.

NUEVA EST.DE ZARAGOZA:VANO 1(Vano corto)

REACCIONES APOYOS RÍGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	Mx	My	Fz
3	F1	0.00000	0.00000	-40.19951
	F2	0.00000	0.00000	-37.26988
	F3	0.00000	0.00000	2.88182
	F4	0.00000	0.00000	-34.02563
	F5	0.00000	0.00000	-29.41189
	F6	0.00000	0.00000	-23.62694
	F7	0.00000	0.00000	-19.10541
	F8	0.00000	0.00000	-14.10283
	F9	0.00000	0.00000	-9.62301
	F10	0.00000	0.00000	-3.33460
	F11	0.00000	0.00000	1.36791
	F12	0.00000	0.00000	-56.42505
	F13	0.00000	0.00000	-50.34656
	F14	0.00000	0.00000	-41.21213
	F15	0.00000	0.00000	-33.59420
	F16	0.00000	0.00000	-25.31550
	F17	0.00000	0.00000	-17.43275
	F18	0.00000	0.00000	-6.41058
	F19	0.00000	0.00000	1.07886
	F20	0.00000	0.00000	-9.90851
	F21	0.00000	0.00000	-6.89742
	F22	0.00000	0.00000	-4.53025
	F23	0.00000	0.00000	-3.93707
	F24	0.00000	0.00000	-3.10466
	F25	0.00000	0.00000	-2.31056
75	F26	0.00000	0.00000	-1.61853
	F27	0.00000	0.00000	1.05225
	F28	0.00000	0.00000	3.80639
	F29	0.00000	0.00000	-47.46736
	F30	0.00000	0.00000	-41.94034
	F31	0.00000	0.00000	-33.83317
	F32	0.00000	0.00000	-27.34091
	F33	0.00000	0.00000	-20.08160
	F34	0.00000	0.00000	-13.66457
	F35	0.00000	0.00000	-5.07283
	F36	0.00000	0.00000	.53441
	F37	0.00000	0.00000	-19.79179
	F38	0.00000	0.00000	-16.58310
	F39	0.00000	0.00000	-12.97137
	F40	0.00000	0.00000	-11.24297
	F41	0.00000	0.00000	-8.88760
	F42	0.00000	0.00000	-6.55075
	F43	0.00000	0.00000	-4.71325
	F44	0.00000	0.00000	-.59264
	F45	0.00000	0.00000	2.72170
	F1	0.00000	0.00000	-34.71115
	F2	0.00000	0.00000	-34.09430
	F3	0.00000	0.00000	3.35497
	F4	0.00000	0.00000	-29.19726
	F5	0.00000	0.00000	-25.31748
	F6	0.00000	0.00000	-19.46496

F7	0.00000	0.00000	-15.33042
F8	0.00000	0.00000	-10.91500
F9	0.00000	0.00000	-6.92776
F10	0.00000	0.00000	-1.35425
F11	0.00000	0.00000	2.38998
F12	0.00000	0.00000	-6.33037
F13	0.00000	0.00000	-4.41972
F14	0.00000	0.00000	-2.67978
F15	0.00000	0.00000	-1.76711
F16	0.00000	0.00000	-1.13750
F17	0.00000	0.00000	-.68491
F18	0.00000	0.00000	1.29469
F19	0.00000	0.00000	3.41084
F20	0.00000	0.00000	-54.46788
F21	0.00000	0.00000	-48.76633
F22	0.00000	0.00000	-39.16257
F23	0.00000	0.00000	-32.44846
F24	0.00000	0.00000	-25.29287
F25	0.00000	0.00000	-18.17430
F26	0.00000	0.00000	-11.32889
F27	0.00000	0.00000	-4.08203
F28	0.00000	0.00000	.39576
F29	0.00000	0.00000	-15.61576
F30	0.00000	0.00000	-12.74210
F31	0.00000	0.00000	-9.07619
F32	0.00000	0.00000	-7.04402
F33	0.00000	0.00000	-4.91204
F34	0.00000	0.00000	-3.01599
F35	0.00000	0.00000	.40936
F36	0.00000	0.00000	3.15530
F37	0.00000	0.00000	-43.49284
F38	0.00000	0.00000	-39.24494
F39	0.00000	0.00000	-31.70607
F40	0.00000	0.00000	-26.67106
F41	0.00000	0.00000	-20.81462
F42	0.00000	0.00000	-14.95629
F43	0.00000	0.00000	-10.29424
F44	0.00000	0.00000	-2.94171
F45	0.00000	0.00000	1.15673

F21	0.00000	0.00000	1.66327
F22	0.00000	0.00000	-.52616
F23	0.00000	0.00000	-.92825
F24	0.00000	0.00000	-1.47240
F25	0.00000	0.00000	-2.13288
F26	0.00000	0.00000	-3.13134
F27	0.00000	0.00000	-5.12991
F28	0.00000	0.00000	-7.34671
F29	0.00000	0.00000	1.40777
F30	0.00000	0.00000	-3.64317
F31	0.00000	0.00000	-11.72550
F32	0.00000	0.00000	-17.89572
F33	0.00000	0.00000	-24.68234
F34	0.00000	0.00000	-30.82477
F35	0.00000	0.00000	-39.33218
F36	0.00000	0.00000	-44.47359
F37	0.00000	0.00000	3.72777
F38	0.00000	0.00000	.94967
F39	0.00000	0.00000	-2.56566
F40	0.00000	0.00000	-4.16389
F41	0.00000	0.00000	-6.11319
F42	0.00000	0.00000	-8.04572
F43	0.00000	0.00000	-9.81991
F44	0.00000	0.00000	-13.75969
F45	0.00000	0.00000	-16.65692

79

F1	0.00000	0.00000	-35.04838
F2	0.00000	0.00000	3.52142
F3	0.00000	0.00000	-34.58886
F4	0.00000	0.00000	2.96372
F5	0.00000	0.00000	-1.17047
F6	0.00000	0.00000	-6.95404
F7	0.00000	0.00000	-11.13072
F8	0.00000	0.00000	-15.66230
F9	0.00000	0.00000	-19.83903
F10	0.00000	0.00000	-26.07319
F11	0.00000	0.00000	-30.30506
F12	0.00000	0.00000	-.02149
F13	0.00000	0.00000	-5.39653
F14	0.00000	0.00000	-14.15953
F15	0.00000	0.00000	-21.90130
F16	0.00000	0.00000	-29.92479
F17	0.00000	0.00000	-37.57583
F18	0.00000	0.00000	-48.40220
F19	0.00000	0.00000	-55.12922
F20	0.00000	0.00000	31.96204

F1	0.00000	0.00000	-41.84621
F2	0.00000	0.00000	1.67022
F3	0.00000	0.00000	-37.73786
F4	0.00000	0.00000	.25917
F5	0.00000	0.00000	-4.10016
F6	0.00000	0.00000	-9.95406
F7	0.00000	0.00000	-14.43345
F8	0.00000	0.00000	-19.31987
F9	0.00000	0.00000	-23.61020
F10	0.00000	0.00000	-29.23796
F11	0.00000	0.00000	-33.45283
F12	0.00000	0.00000	2.77691
F13	0.00000	0.00000	.16280
F14	0.00000	0.00000	-1.94856
F15	0.00000	0.00000	-2.73740
F16	0.00000	0.00000	-3.62221
F17	0.00000	0.00000	-4.30650
F18	0.00000	0.00000	-6.48190
F19	0.00000	0.00000	-9.36048
F20	0.00000	0.00000	.41436
F21	0.00000	0.00000	-5.99952
F22	0.00000	0.00000	-15.78102
F23	0.00000	0.00000	-22.68622
F24	0.00000	0.00000	-30.13006
F25	0.00000	0.00000	-37.38226
F26	0.00000	0.00000	-43.92125
F27	0.00000	0.00000	-51.84031
F28	0.00000	0.00000	-56.85544
F29	0.00000	0.00000	1.67536
F30	0.00000	0.00000	-1.67439
F31	0.00000	0.00000	-5.36515
F32	0.00000	0.00000	-7.71935
F33	0.00000	0.00000	-10.32402
F34	0.00000	0.00000	-12.49467

F35	0.00000	0.00000	-16.00434
F36	0.00000	0.00000	-19.21613
F37	0.00000	0.00000	-.44314
F3°	0.00000	0.00000	-5.12163
F39	0.00000	0.00000	-12.75691
F40	0.00000	0.00000	-17.92208
F41	0.00000	0.00000	-24.18459
F42	0.00000	0.00000	-30.44723
F43	0.00000	0.00000	-35.17261
F44	0.00000	0.00000	-42.70596
F45	0.00000	0.00000	-47.22151

REACCIONES DE VIGAS DEL VANO 2

4207-NUEVA ESTACIÓN DE ZARAGOZA(Vano largo)
REACCIONES POR NEOPRENO . (LR4207YA.doc)

Las hipótesis de carga correspondientes al peso propio de viga y losa no se incluyen entre las hipótesis de carga del emparrillado, ya que ambas han de ser soportadas por las vigas de forma independiente sin contar con la colaboración de las contiguas. Las reacciones debidas a estos pesos propios son las siguientes:

NUDO	Fz
3	-88.13
75	-88.93
7	-88.66
79	-89.45

Las hipótesis generadas automáticamente que se incluyen en el emparrillado son las siguientes.

La 1ª hipótesis corresponde a cargas muertas (peso aglomerado, aceras, barandillas y barreras). La reacción correspondiente a esta hipótesis forma parte de las permanentes.

Las hipótesis 2 a 3 corresponden a la colocación de la sobrecarga de 400 kp/cm² sobre el ámbito correspondiente a cada una de las vigas. Las reacciones resultantes de estas hipótesis no son excluyentes, por tanto se pueden superponer en la combinación más desfavorable.

Las hipótesis 4 a 45 corresponden a la colocación de uno o dos carros de 60 t. de la instrucción (según el ancho de plataforma) en los extremos y el centro de la luz, en el sentido longitudinal y en varias posiciones. La serie de reacciones resultantes de estas hipótesis son excluyentes, es decir, no se pueden superponer, hay que coger la más desfavorable.

Las hipótesis 1 a 3, inclusive, habrá que mayorarlas por la relación entre longitud total de viga y luz de cálculo, debido a que en la generación del emparrillado no está considerada la entrega de la viga.

NOTA: El signo "-" indica reacciones descendentes.

NUEVA EST.DE ZARAGOZA:VANO 2 (Vano largo)

REACCIONES APOYOS RÍGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	Mx	My	Fz
3	F1	0.00000	0.00000	-44.12107
	F2	0.00000	0.00000	-40.83766
	F3	0.00000	0.00000	2.98109
	F4	0.00000	0.00000	-34.17562
	F5	0.00000	0.00000	-29.45925
	F6	0.00000	0.00000	-23.27990
	F7	0.00000	0.00000	-19.21858
	F8	0.00000	0.00000	-14.53042
	F9	0.00000	0.00000	-10.45916
	F10	0.00000	0.00000	-3.81035
	F11	0.00000	0.00000	.84451
	F12	0.00000	0.00000	-56.35262
	F13	0.00000	0.00000	-49.87108
	F14	0.00000	0.00000	-40.15849
	F15	0.00000	0.00000	-32.75477
	F16	0.00000	0.00000	-24.93933
	F17	0.00000	0.00000	-17.49983
	F18	0.00000	0.00000	-6.14531
	F19	0.00000	0.00000	1.29086
	F20	0.00000	0.00000	-9.52995
	F21	0.00000	0.00000	-6.52964
	F22	0.00000	0.00000	-4.26103
	F23	0.00000	0.00000	-3.84433
	F24	0.00000	0.00000	-3.19229
	F25	0.00000	0.00000	-2.47893
75	F26	0.00000	0.00000	-1.80963
	F27	0.00000	0.00000	.94764
	F28	0.00000	0.00000	3.61582
	F29	0.00000	0.00000	-47.36469
	F30	0.00000	0.00000	-41.66973
	F31	0.00000	0.00000	-33.02235
	F32	0.00000	0.00000	-27.18639
	F33	0.00000	0.00000	-20.44480
	F34	0.00000	0.00000	-14.65681
	F35	0.00000	0.00000	-5.56908
	F36	0.00000	0.00000	.04130
	F37	0.00000	0.00000	-19.90477
	F38	0.00000	0.00000	-16.67682
	F39	0.00000	0.00000	-12.84425
	F40	0.00000	0.00000	-11.31054
	F41	0.00000	0.00000	-9.10880
	F42	0.00000	0.00000	-6.89116
	F43	0.00000	0.00000	-5.18373
	F44	0.00000	0.00000	-.85629
	F45	0.00000	0.00000	2.37070
	F1	0.00000	0.00000	-36.94768
	F2	0.00000	0.00000	-36.77410
	F3	0.00000	0.00000	4.11554
	F4	0.00000	0.00000	-28.58496
	F5	0.00000	0.00000	-24.69851
	F6	0.00000	0.00000	-18.66164
	F7	0.00000	0.00000	-14.75817

F8	0.00000	0.00000	-10.60437
F9	0.00000	0.00000	-7.01547
F10	0.00000	0.00000	-1.06993
F11	0.00000	0.00000	2.72740
F12	0.00000	0.00000	-5.99450
F13	0.00000	0.00000	-4.15491
F14	0.00000	0.00000	-2.36744
F15	0.00000	0.00000	-1.57959
F16	0.00000	0.00000	-1.02672
F17	0.00000	0.00000	-.58572
F18	0.00000	0.00000	1.46499
F19	0.00000	0.00000	3.56739
F20	0.00000	0.00000	-54.64741
F21	0.00000	0.00000	-49.00376
F22	0.00000	0.00000	-38.99760
F23	0.00000	0.00000	-32.48701
F24	0.00000	0.00000	-25.64823
F25	0.00000	0.00000	-18.80725
F26	0.00000	0.00000	-12.25906
F27	0.00000	0.00000	-4.24642
F28	0.00000	0.00000	.31189
F29	0.00000	0.00000	-15.24431
F30	0.00000	0.00000	-12.42131
F31	0.00000	0.00000	-8.71660
F32	0.00000	0.00000	-6.71549
F33	0.00000	0.00000	-4.66888
F34	0.00000	0.00000	-2.94473
F35	0.00000	0.00000	.71716
F36	0.00000	0.00000	3.47337
F37	0.00000	0.00000	-42.90677
F38	0.00000	0.00000	-38.58229
F39	0.00000	0.00000	-30.69143
F40	0.00000	0.00000	-25.91937
F41	0.00000	0.00000	-20.41225
F42	0.00000	0.00000	-14.96983
F43	0.00000	0.00000	-10.74051
F44	0.00000	0.00000	-2.85773
F45	0.00000	0.00000	1.32706

F1	0.00000	0.00000	-37.99765
F2	0.00000	0.00000	4.38529
F3	0.00000	0.00000	-37.98245
F4	0.00000	0.00000	3.32658
F5	0.00000	0.00000	-.92963
F6	0.00000	0.00000	-7.08449
F7	0.00000	0.00000	-10.95722
F8	0.00000	0.00000	-15.27889
F9	0.00000	0.00000	-19.23301
F10	0.00000	0.00000	-25.76373
F11	0.00000	0.00000	-29.97116
F12	0.00000	0.00000	-.13761
F13	0.00000	0.00000	-5.88140
F14	0.00000	0.00000	-15.31223
F15	0.00000	0.00000	-22.78530
F16	0.00000	0.00000	-30.45567
F17	0.00000	0.00000	-37.86352
F18	0.00000	0.00000	-49.08252
F19	0.00000	0.00000	-55.73083
F20	0.00000	0.00000	4.03005
F21	0.00000	0.00000	1.74558

F22	0.00000	0.00000	-.41965
F23	0.00000	0.00000	-.82865
F24	0.00000	0.00000	-1.32232
F25	0.00000	0.00000	-1.93674
F26	0.00000	0.00000	-2.80652
F27	0.00000	0.00000	-4.98017
F28	0.00000	0.00000	-7.07093
F29	0.00000	0.00000	1.51807
F30	0.00000	0.00000	-3.72014
F31	0.00000	0.00000	-12.31886
F32	0.00000	0.00000	-17.98732
F33	0.00000	0.00000	-24.36651
F34	0.00000	0.00000	-30.06328
F35	0.00000	0.00000	-39.00244
F36	0.00000	0.00000	-44.17003
F37	0.00000	0.00000	4.05335
F38	0.00000	0.00000	1.23726
F39	0.00000	0.00000	-2.47113
F40	0.00000	0.00000	-3.99319
F41	0.00000	0.00000	-5.88292
F42	0.00000	0.00000	-7.79824
F43	0.00000	0.00000	-9.58428
F44	0.00000	0.00000	-13.66314
F45	0.00000	0.00000	-16.49550

79

F1	0.00000	0.00000	-46.52845
F2	0.00000	0.00000	1.43474
F3	0.00000	0.00000	-41.60195
F4	0.00000	0.00000	-.56599
F5	0.00000	0.00000	-4.91260
F6	0.00000	0.00000	-10.97398
F7	0.00000	0.00000	-15.06602
F8	0.00000	0.00000	-19.58632
F9	0.00000	0.00000	-23.29236
F10	0.00000	0.00000	-29.35599
F11	0.00000	0.00000	-33.60074
F12	0.00000	0.00000	2.48473
F13	0.00000	0.00000	-.09260
F14	0.00000	0.00000	-2.16184
F15	0.00000	0.00000	-2.88035
F16	0.00000	0.00000	-3.57828
F17	0.00000	0.00000	-4.05092
F18	0.00000	0.00000	-6.23717
F19	0.00000	0.00000	-9.12743
F20	0.00000	0.00000	.14731
F21	0.00000	0.00000	-6.21218
F22	0.00000	0.00000	-16.32172
F23	0.00000	0.00000	-22.84000
F24	0.00000	0.00000	-29.83716
F25	0.00000	0.00000	-36.77708
F26	0.00000	0.00000	-43.12480
F27	0.00000	0.00000	-51.72105
F28	0.00000	0.00000	-56.85678
F29	0.00000	0.00000	1.09093
F30	0.00000	0.00000	-2.18881
F31	0.00000	0.00000	-5.94219
F32	0.00000	0.00000	-8.11080
F33	0.00000	0.00000	-10.51980
F34	0.00000	0.00000	-12.33518
F35	0.00000	0.00000	-16.14564

F36	0.00000	0.00000	-19.34465
F37	0.00000	0.00000	-1.24180
F38	0.00000	0.00000	-5.97815
F39	0.00000	0.00000	-13.99319
F40	0.00000	0.00000	-18.77690
F41	0.00000	0.00000	-24.59603
F42	0.00000	0.00000	-30.34077
F43	0.00000	0.00000	-34.49148
F44	0.00000	0.00000	-42.62285
F45	0.00000	0.00000	-47.20226

OBTENCIÓN DE ESFUERZOS EN LOS ELEMENTOS DE LA PILA

ACCIONES VERTICALES EN LA CABEZA DE LA PILA EN ESTUDIO

En adelante, se designan como Vano 1 y Vano 2, a los vanos izquierdo y derecho de la pila que se calcula, respectivamente.

HIP. A1: PESO PROPIO DE PILAS Y DINTEL.

PERMANENTE

Carga del dintel t
Peso del fuste: 1,40 t/m

HIP. A2: PESO PROPIO DE TABLERO Y CARGAS MUERTAS.

PERMANENTE

	CM VANO 1	CM VANO 2	PP VANO 1	PP VANO 2	TOTAL
V1=	38,278	41,526	88,930	80,800	249,534
V2=	48,204	36,205	89,450	80,700	254,559

HIP. B1: SOBRECARGA UNIFORME SOBRE V1.

VARIABLE

	VANO 1	VANO 2	TOTAL
V1=	38,100	38,500	76,600
V2=			
V3=			
V4=			
V5=			
V6=			
V7=			
V8=			

	VANO 1	VANO 2	TOTAL
V9=			
V10=			
V11=			
V12=			
V13=			
V14=			
V15=			
V16=			

HIP. B2: SOBRECARGA UNIFORME SOBRE V2.

VARIABLE

	VANO 1	VANO 2	TOTAL
V1=			
V2=	43,100	35,730	78,830
V3=			
V4=			
V5=			
V6=			
V7=			
V8=			

	VANO 1	VANO 2	TOTAL
V9=			
V10=			
V11=			
V12=			
V13=			
V14=			
V15=			
V16=			

HIP. C1: CARRO EXCENTRICO

	VANO 1	VANO 2	TOTAL
V1=	54,647		54,647
V2=			
V3=			
V4=			
V5=			
V6=			
V7=			
V8=			

	VANO 1	VANO 2	TOTAL
V9=			
V10=			
V11=			
V12=			
V13=			
V14=			
V15=			
V16=			

HIP. C2: CARRO CENTRADO

EXCLUYENTE

	VANO 1	VANO 2	TOTAL
V1=	28,585		28,585
V2=			
V3=			
V4=			
V5=			
V6=			
V7=			
V8=			

	VANO 1	VANO 2	TOTAL
V9=			
V10=			
V11=			
V12=			
V13=			
V14=			
V15=			
V16=			

SC EN V1	SC EN V2	SC EN V3	SC EN V4	SC EN V5	SC EN V6	SC EN V7	SC EN V8	SC EN V9
38,500								
	43,100							

SC EN V10	SC EN V11	SC EN V12	SC EN V13	SC EN V14	SC EN V15	SC EN V16	CARRO	TOTAL
							54,647	92,147
								43,100

FUSTE 1
PILA 1

CARGAS CON SIGNO DE ACUERDO A LOS EJES COORDENADOS

G1

Carga axil debida a peso propio de fuste y di No hay dintel
1,40 t/m a lo largo del fuste. Eje Y

Carga axil sobre el fuste debida a las cargas muertas y peso propio del tablero:

	Vano 1	Vano 2	Total
Sobre viga 1:	127,208	122,326	249,534
Sobre viga 2:			
Sobre viga 3:			
Sobre viga 4:			
Sobre viga 5:			
Sobre viga 6:			
Sobre viga 7:			
Sobre viga 8:			
Sobre viga 9:			
Sobre viga 10:			
Sobre viga 11:			
Sobre viga 12:			
Sobre viga 13:			
Sobre viga 14:			
Sobre viga 15:			
Sobre viga 16:			

	SUMA...	-249,534 t. Eje X.	Distancias entre eje de apoyo y de dintel
			Vano 1: 0,450 m
Momento debido a diferencia de pesos de va	-2,197	m.t. Eje Y.	Vano2: 0,450 m

G2

Carga debida a fuerzas reológicas:	
S / EJE PILA (Y):	0,00 t
S / PERP. EJE PILA (Z):	0,19 t

Q1 :Sobrecarga máxima (Axil máximo)

Carga debida a la sobrecarga uniforme y carro:

	S.C.U. Vano 1	S.C.U. Vano 2	Total S.C.U.	Carro en voladizo:	Carro centrado:
Sobre viga 1:	38,100	38,500	76,600	54,647	28,585
Sobre viga 2:					
Sobre viga 3:					
Sobre viga 4:					
Sobre viga 5:					
Sobre viga 6:					
Sobre viga 7:					
Sobre viga 8:					
Sobre viga 9:					
Sobre viga 10:					
Sobre viga 11:					
Sobre viga 12:					
Sobre viga 13:					
Sobre viga 14:					
Sobre viga 15:					
Sobre viga 16:					
TOTAL...			76,600	54,647	28,585

Axil máximo debido a la sobrecarga: -131,247 t. Eje X.
Momento asociado a la excentr. del carro, y : -24,771 m.t. Eje Y.

Frenado concomitante:
S / EJE PILA (Y): 0,000 t
S / PERP. EJE PILA (Z): 1,821 t

Q1 :Sobrecarga sólo en el vano más largo (Flector máximo de eje Y)

Carro + S.C.U. excentricos:		
Sobre viga 1:	93,147 t	Sobre viga 9: t
Sobre viga 2:	t	Sobre viga 10: t
Sobre viga 3:	t	Sobre viga 11: t
Sobre viga 4:	t	Sobre viga 12: t
Sobre viga 5:	t	Sobre viga 13: t
Sobre viga 6:	t	Sobre viga 14: t
Sobre viga 7:	t	Sobre viga 15: t
Sobre viga 8:	t	Sobre viga 16: t

Axil máximo por sobrecarga : -93.147 t. Eje X.
Momento debido a la sobreca -41.916 m.t. Eje Y.

Frenado concomitante: (Se aplica el frenado minimo)
S / EJE PILA (Y): 0.000 t
S / PERP. EJE PILA (Z): 1.821 t

Q1 :Sobrecarga en ambos vanos, sólo a un lado del fuste(Flector máximo de eje Z)

Carga debida a la sobrecarga uniforme y al carro excentrico:

	S.C.U. A LA IZQUIERDA			S.C.U. A LA DERECHA			CARRO
	Vano 1	Vano 2	TOTAL	Vano 1	Vano 2	TOTAL	
Sobre viga 1:							54,647
Sobre viga 2:							
Sobre viga 3:							
Sobre viga 4:							
Sobre viga 5:							
Sobre viga 6:							
Sobre viga 7:							
Sobre viga 8:							
Sobre viga 9:							
Sobre viga 10:							
Sobre viga 11:							
Sobre viga 12:							
Sobre viga 13:							
Sobre viga 14:							
Sobre viga 15:							
Sobre viga 16:							
Vano más desfavorable:	Izquierdo						

Axil máximo por sobrecarga excentrica: -54,647 t. Eje X.
Momento debido a la sobrecarga excéntrica: -24,591 m.t. Eje Y.
Sobre viga 1: m.t. Sobre viga 9: m.t.
Sobre viga 2: m.t. Sobre viga 10: m.t.
Sobre viga 3: m.t. Sobre viga 11: m.t.
Sobre viga 4: m.t. Sobre viga 12: m.t.
Sobre viga 5: m.t. Sobre viga 13: m.t.
Sobre viga 6: m.t. Sobre viga 14: m.t.
Sobre viga 7: m.t. Sobre viga 15: m.t.
Sobre viga 8: m.t. Sobre viga 16: m.t.
total: m.t. Eje Z.

Frenado concomitante: (Se aplica el frenado minimo)
S / EJE PILA (Y): 0,000 t
S / PERP. EJE PILA (Z): 1,821 t

Q2 : Viento

Valor máximo de la carga de viento sobre el fuste, cuando no está la sobrecarga:

FUERZA REPARTIDA S / FUSTES		FUERZA EN CABEZA DE FUSTE	
PERPEND. T/	0.160 t/m	Total en cabeza	2,866 t
EJE PILA (Y):	0.160 t/m	S / EJE PILA (Y):	2,866 t
EJE PILA (Z):	0.000 t/m	S / PERP. DINTEL (Z):	0,000 t
		Vertical (X) + ó - según la hipótesis:	2,106 t

Q2 : Agua

FUERZA REPARTIDA S / FUSTES. Se considera actuando sobre toda la altura del fuste, pero sin alcanzar la viga.
PERPEND. T/ t/m
EJE PILA (Y): t/m
EJE PILA (Z): t/m

COEFICIENTES PARA LA COMBINACIÓN DE HIPÓTESIS

	1	2	3	4
	S.C. + W	S.C. 1 VANO+W3.C. 2 VANOS+W		W
G1	1,35	1,35	1,35	1,00
G2	1,35	1,35	1,35	1,35
Q1	1,50	1,50	1,50	
Q2	0,72	0,72	0,72	1,50

El coeficiente de combinación de la carga de viento en las hipótesis en las que se considera dominante la sobrecarga se obtiene como:
Coefiente= 1,5 x 0,6 x 0,5 x (altura equivalente tablero + 2 m) / (altura equivalente tabler 0,718

ACCIONES PARA EL PROGRAMA PYRUS [Unidades en m, KN]

	G1: CARGA REOLÓGICA PERM.	S	Q1: S.C.MÁXIMA	Q1: S.C. EN 1 VANO	Q1: S.C. EN 2 VANOS	Q2: VIENTO	Q2: AGUA
CABEZA	X	-2447,9		-1287,5	-913,8	-536,1	+ - 20,7
	Y		0,0	0,0	0,0	0,0	28,1
	Z		1,8	17,9	17,9	17,9	0,0
MOMENTO C	X						
	Y	-21,6		-243,0	-411,2	-241,2	
	Z						
FUERZA REH	X	-13,7					
	Y					1,6	
	Z					0,0	

HASTA COTA

ESFUERZOS EN LA BASE DEL FUSTE DETERMINADOS POR CÁLCULO LINEAL. [m, t]

INCLUIDA EXCENTRICIDAD MÍNIMA DE MONTAJE EHE Art:5.4. 0,037 m

	1	2	3	4
	S.C. + W	S.C. 1 VANO+W3.C. 2 VANOS+W		W
Nd	-552,831	-492,657	-434,907	-259,395
Myd	88,449	111,928	83,793	14,205
Mzd	44,671	42,432	40,284	60,004
Qy	3,126	3,126	3,126	6,531
Qz	2,985	2,985	2,985	0,254

DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA PRINCIPAL DEL FUSTE

121

HIPÓTESIS 3

D I M E N S I O N A M I E N T O (global) <B.4207B.1>

PARAMETROS DE CALCULO:

Norma.....	EHE
Criterio de rotura.....	Agotamiento de secciones o del sistema
Rotura de secciones.....	Limitación de deformaciones según FAGUS
- Hormigón (def. centrada)....	-2.000 [o/oo]
- Hormigón (flexión).....	-3.500 [o/oo]
- Acero	10.00 [o/oo]
Coef. min. resist. (gamma_r)...	1.000
Coeficiente de fluencia.....	0.000
No de elementos	6
Tolerancia desequi. fuerzas....	0.043 [kN]
Tolerancia desequi. momentos...	79E-4 [kNm]
Mayoración de cargas.....	1.350 * Carga permanente G1
	+ 1.350 * Carga permanente G2
	+ 1.500 * Carga variable Q1
	+ 0.720 * Carga variable Q2

RESULTADOS DEL CALCULO NO LINEAL:

La armadura mínima (o existente) es suficiente.

DATOS DE LA SECCION

Nombre	Ancho dy [m]	Canto dz [m]	Materiales Horm. / Acero	Distrib. de la armadura	Armadura fija[cm2]
80X80_40	0.800	0.800	H400 AEH500P	1CM2	0.000

DEFORMACIONES sin deformaciones accidentales

	DX [mm]	DY [mm]	DZ [mm]	RX [o/oo]	RY [o/oo]	RZ [o/oo]
Mínima	-3.28	0.00	0.00	-0.062	-14.511	0.000
Máxima	0.00	27.35	84.97	0.000	0.000	4.171

DEFORMACION ACCIDENTAL DY [mm] DZ [mm]

Máxima	7.64	30.04
--------	------	-------

ESFUERZOS (global)

	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Mínima	-4251.72	-30.05	-29.28	-1.76	390.96	-0.23
Máxima	-4108.38	-21.12	-29.28	-0.00	1141.59	383.34

TENSIONES, DEFORMACIONES & RIGIDECESES-SECANTE/gamma_r

	sigHorm. [N/mm2]	sigAcero [N/mm2]	epsHorm. [o/oo]	epsAcero [o/oo]	EIy [kNm ²]	EIz [kNm ²]
Mínima	-22.1	-318.0	-1.694	-1.514	400264	358515
Máxima	0.0	258.3	1.410	1.230	722501	729356

DIMENSIONAMIENTO SEGUN TEORIA DE 2º ORDEN

Zona	Coord-x [m]	Nombre de la sección	Armadura [cm2]	Agotamiento [o/o]	Agotamiento [o/o]
1	9.300	80X80_40	25.6 (ó)	0.40	35
	7.750	80X80_40	25.6 (ó)	0.40	40
	6.200	80X80_40	25.6 (ó)	0.40	46
	4.650	80X80_40	25.6 (ó)	0.40	53
	3.100	80X80_40	25.6 (ó)	0.40	60
	1.550	80X80_40	25.6 (ó)	0.40	68
	0.000	80X80_40	25.6 (ó)	0.40	74

(ó) : Armadura ó cuantía_min = 0.40%

(ò) : Armadura ò cuantía_max = 8.00%

HIPÓTESIS 4

D I M E N S I O N A M I E N T O (global) <B.4207C.1>

PARAMETROS DE CALCULO:

Norma.....	EHE
Criterio de rotura.....	Agotamiento de secciones o del sistema
Rotura de secciones.....	Limitación de deformaciones según FAGUS
- Hormigón (def. centrada)....	-2.000 [o/oo]
- Hormigón (flexión).....	-3.500 [o/oo]
- Acero	10.00 [o/oo]
Coef. min. resist. (gamma_r)...	1.000
Coeficiente de fluencia.....	0.000
No de elementos	6
Tolerancia desequi. fuerzas....	0.025 [kN]
Tolerancia desequi. momentos...	57E-4 [kNm]
Mayoración de cargas.....	1.000 * Carga permanente G1
	+ 1.350 * Carga permanente G2
	+ 1.500 * Carga variable Q2

RESULTADOS DEL CALCULO NO LINEAL:

La armadura mínima (o existente) es suficiente.

DATOS DE LA SECCION

Nombre	Ancho dy [m]	Canto dz [m]	Materiales Horm. / Acero	Distrib. de la armadura	Armadura fija[cm2]
80X80_40	0.800	0.800	H400 AEH500P	1CM2	0.000

DEFORMACIONES sin deformaciones accidentales

	DX [mm]	DY [mm]	DZ [mm]	RX [o/oo]	RY [o/oo]	RZ [o/oo]
Mínima	-1.71	0.00	0.00	-0.004	-0.627	0.000
Máxima	0.00	28.32	3.61	0.000	0.000	4.389

DEFORMACION ACCIDENTAL DY [mm] DZ [mm]

Máxima	30.78	3.70
--------	-------	------

ESFUERZOS (global)

	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Mínima	-2533.74	-62.61	-2.43	-0.23	21.60	-0.48
Máxima	-2427.57	-44.01	-2.43	0.00	62.23	641.00

TENSIONES, DEFORMACIONES & RIGIDECESES-SECANTE/gamma_r

	sigHorm. [N/mm2]	sigAcero [N/mm2]	epsHorm. [o/oo]	epsAcero [o/oo]	EIy [kNm ²]	EIz [kNm ²]
Mínima	-12.4	-123.4	-0.652	-0.588	479402	537143
Máxima	0.0	71.1	0.403	0.339	772733	777733

DIMENSIONAMIENTO SEGUN TEORIA DE 2º ORDEN

Zona	Coord-x [m]	Nombre de la sección	Armadura [cm2]	[o/o]	Agotamiento [o/o]
1	9.300	80X80_40	25.6 (ó)	0.40	16
	7.750	80X80_40	25.6 (ó)	0.40	18
	6.200	80X80_40	25.6 (ó)	0.40	21
	4.650	80X80_40	25.6 (ó)	0.40	24
	3.100	80X80_40	25.6 (ó)	0.40	27
	1.550	80X80_40	25.6 (ó)	0.40	32
	0.000	80X80_40	25.6 (ó)	0.40	36

(ó) : Armadura ó cuantía_min = 0.40%

(ò) : Armadura ò cuantía_max = 8.00%

COMPROBACIÓN DE LA ARMADURA PRINCIPAL DE FUSTE:4 grupos de 3ø25 cada uno, total=58.92 cm²**HIPÓTESIS 4**

CAPACIDAD RESISTENTE ULTIMA <G.4207A.2>

PARAMETROS DE CALCULO:

Norma..... EHE
 Criterio de rotura..... Agotamiento de secciones o del sistema
 Rotura de secciones..... Limitación de deformaciones según FAGUS
 - Hormigón (def. centrada).... -2.000 [o/oo]
 - Hormigón (flexión)..... -3.500 [o/oo]
 - Acero 10.00 [o/oo]
 Coef. min. resist. (gamma_r)... 1.000
 Coeficiente de fluencia..... 0.000
 Factor armadura (global)..... 14.73
 No de elementos 6
 Tolerancia desequi. fuerzas.... 0.048 [kN]
 Tolerancia desequi. momentos... 0.011 [kNm]
 Mayoración de cargas..... 1.350 * Carga permanente G1
 + 1.350 * Carga permanente G2
 + 1.500 * Carga variable Q1 * á
 + 0.720 * Carga variable Q2 * á

RESULTADOS DEL CALCULO NO LINEAL:

Las cargas variables se han aumentado por un factor á (á=1.1083).

Rotura: Inestabilidad del sistema

DATOS DE LA SECCION

Nombre	Ancho dy [m]	Canto dz [m]	Materiales Horm. / Acero	Distrib. de la armadura	Armadura fija[cm2]	Armadura var [cm2]
80X80_40	0.800	0.800	H400 AEH500P	1CM2	0.000	4.000

DATOS DE BARRAS (incl. factores de armadura)

Barra	Sección arriba / abajo	factor S de la armadura	Armadura variable arriba[cm2]/abajo[cm2]
1	80X80_40 80X80_40	1.000	58.92 58.92

DEFORMACIONES sin deformaciones accidentales

	DX [mm]	DY [mm]	DZ [mm]	RX [o/oo]	RY [o/oo]	RZ [o/oo]
Mínima	-4.43	0.00	0.00	-0.162	-28.475	0.000
Máxima	0.00	38.83	166.31	0.000	0.000	5.972

DEFORMACION ACCIDENTAL DY [mm] DZ [mm]

Máxima	5.35	30.53
--------	------	-------

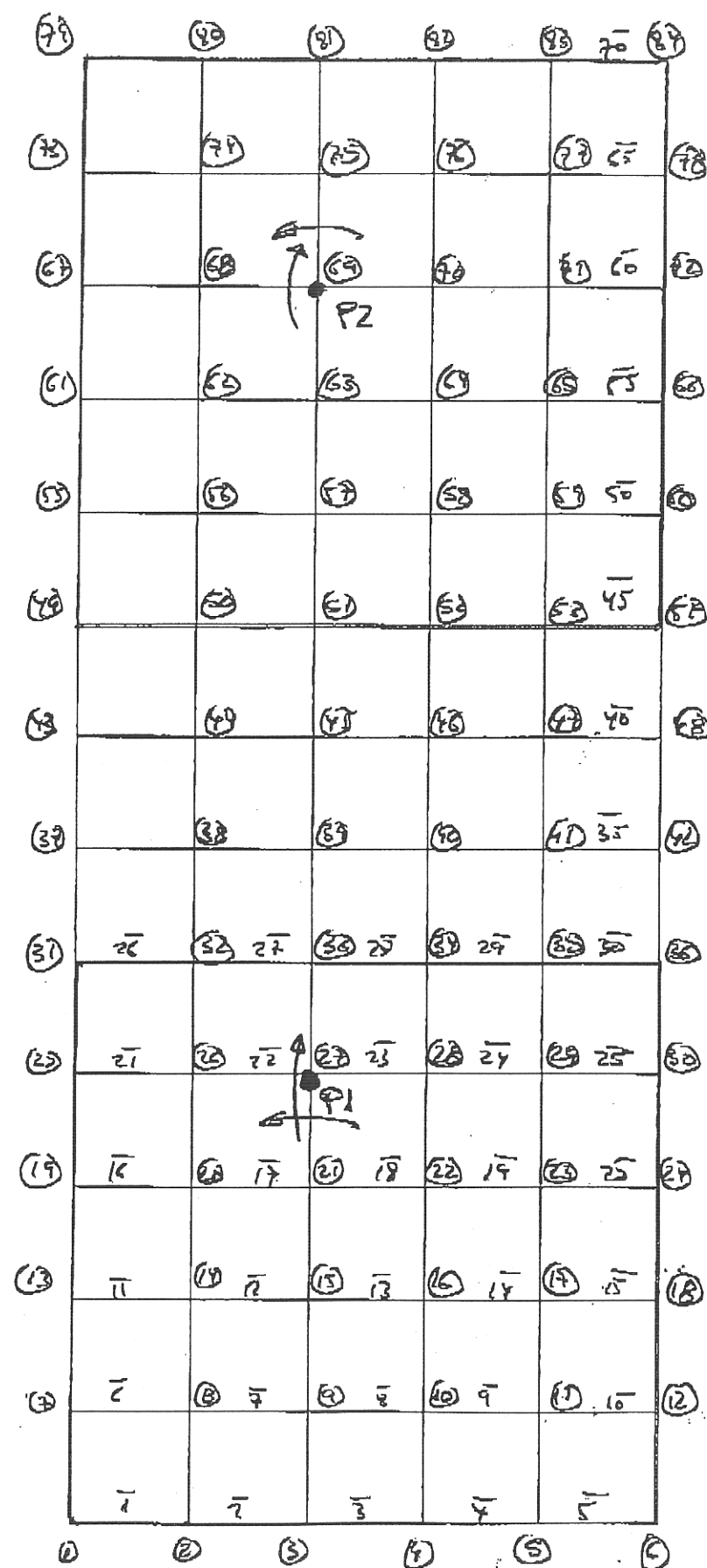
ESFUERZOS (global)

	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Mínima	-4965.03	-33.31	-32.19	-3.86	712.74	-0.26
Máxima	-4821.69	-23.41	-32.18	0.00	1971.04	478.80

TENSIONES, DEFORMACIONES & RIGIDECESE-SECANTE/gamma_r

	sigHorm. [N/mm2]	sigAcero [N/mm2]	epsHorm. [o/oo]	epsAcero [o/oo]	EIy [kNm ²]	EIz [kNm ²]
Mínima	-22.7	-463.6	-2.701	-2.383	370079	316311
Máxima	0.0	463.6	2.700	2.382	789764	780527

DOCUMENTO B.4.
CÁLCULOS DE SUSTITUCIÓN DE LA ZAPATA
DE LAS PILAS PREVISTA EN PROYECTO
POR DOS ZAPATAS CON LOSA SUPERIOR
DE CONTRARRESTO.



1.00 x 0.80

1.60 x 0.80

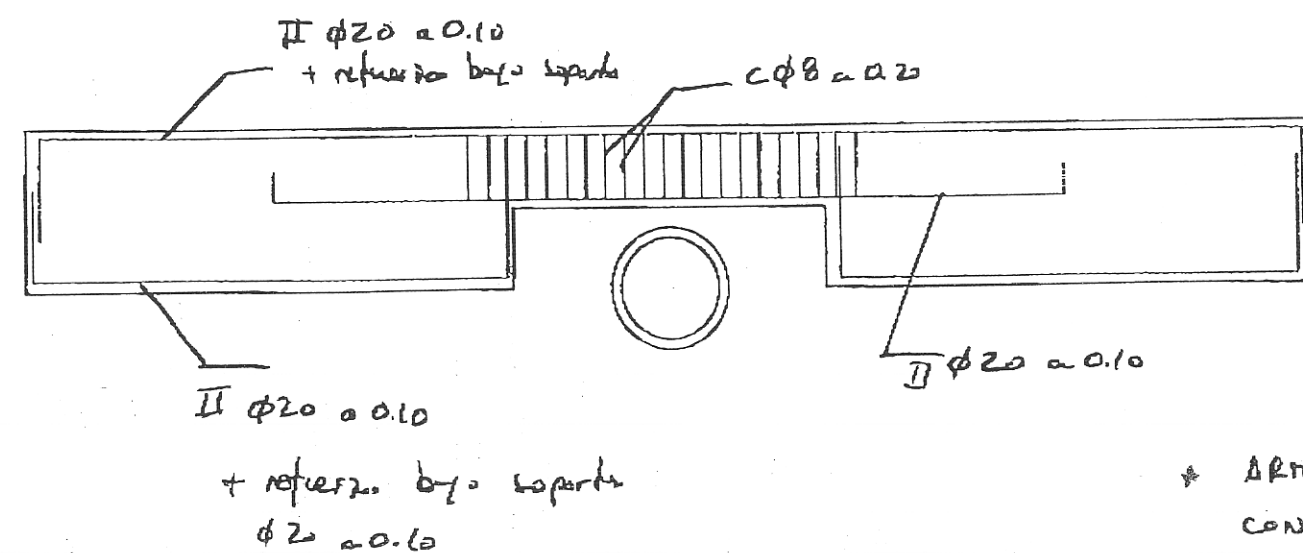
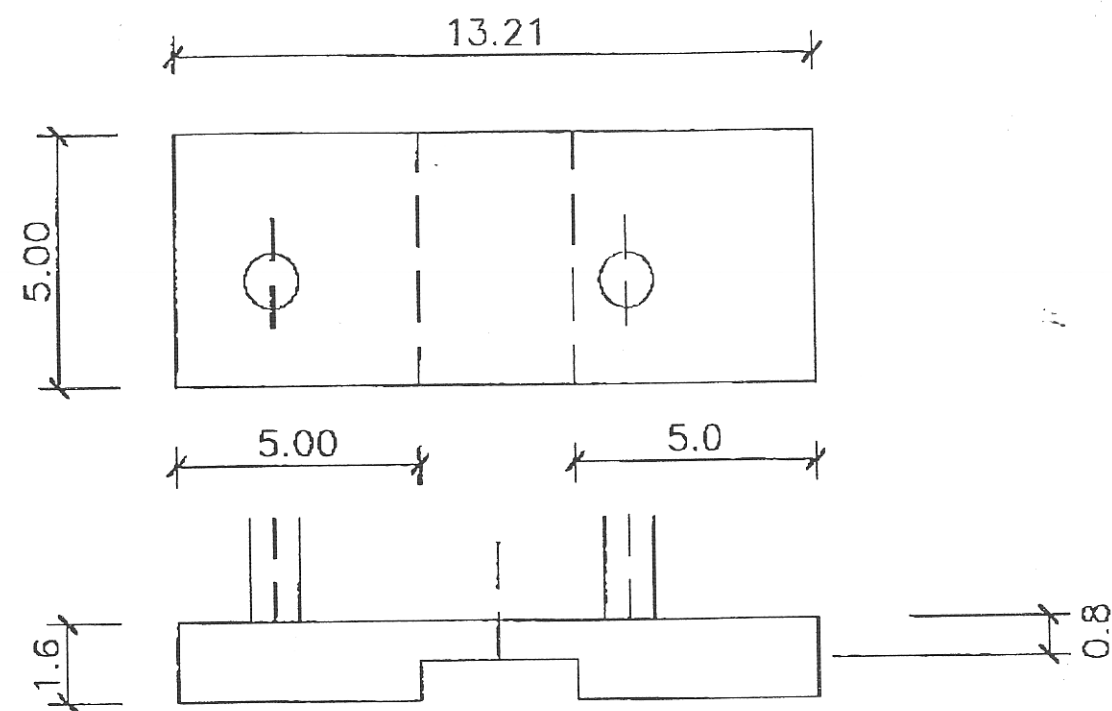
CARGAS APLICADAS

P1 y P2

N = 425 kg

M_x = 200 kg

M_y = 200 kg

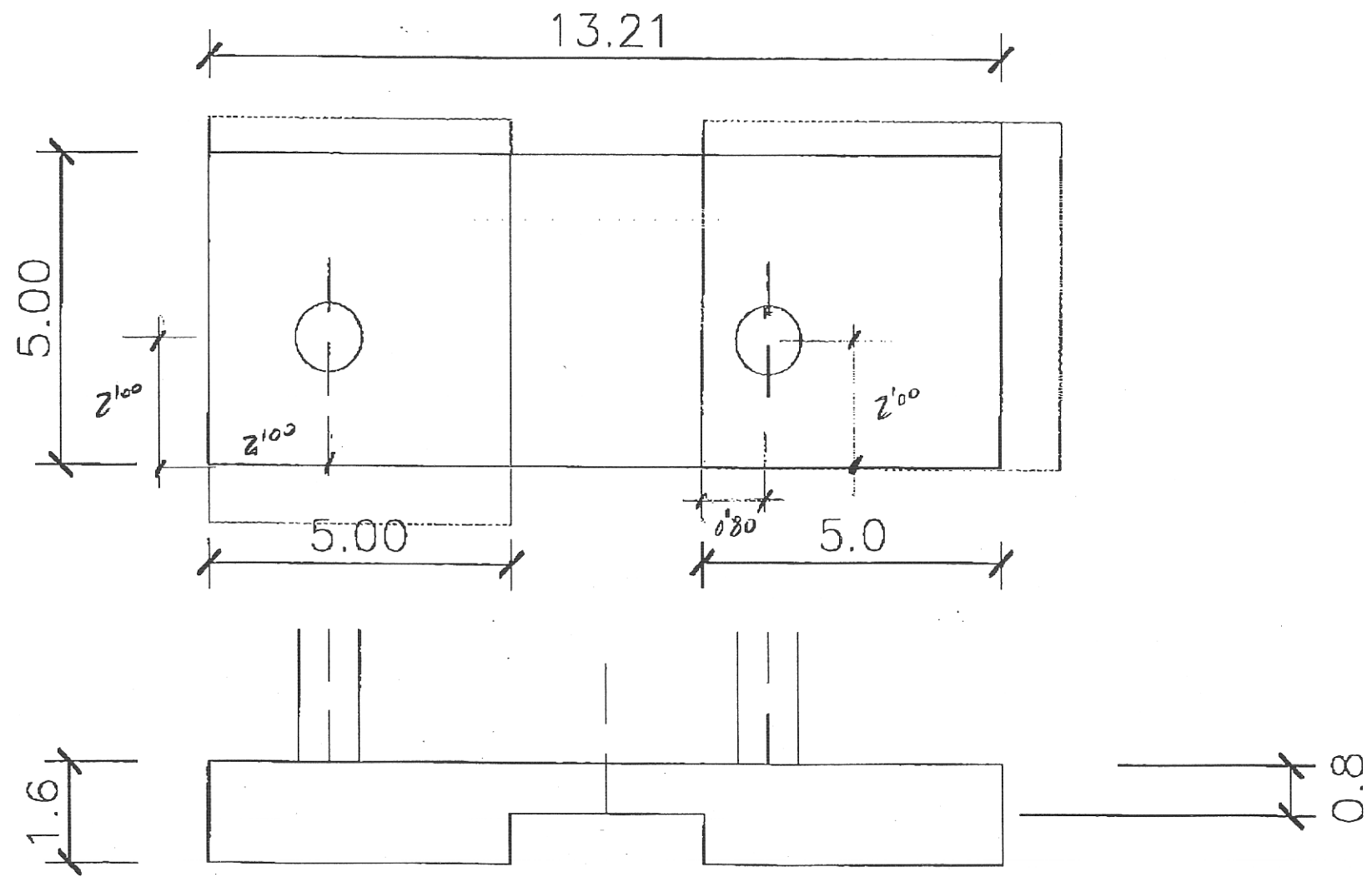


* ARMADURA CONFIRMADA

004
004

VIAS-ZARAGOZA
ICEACSA

02/08 '01 JUE 21:36 FAX 976227031
02/08 '01 JUE 18:56 FAX 981 279406



Programa T R E B O L - II EST 1 SUBTRAM IV DELICIAS
TOOL S.A.

REACCIONES

=====

(Combinaciones con coeficientes unidad - servicio) (Unidades en T y m*T)

Nudo.	Hipótesis.	Momento X.	Fuerza Z.	Momento Y.
1	C 1	-0.000	10.230	0.000
2	C 1	-0.000	7.701	-0.000
3	C 1	-0.000	5.238	0.000
4	C 1	0.000	2.836	0.000
5	C 1	-0.000	0.419	0.000
6	C 1	0.000	-2.074	0.000
7	C 1	-0.000	14.442	-0.000
8	C 1	-0.000	11.669	0.000
9	C 1	-0.000	8.880	-0.000
10	C 1	-0.000	6.087	0.000
11	C 1	-0.000	3.236	-0.000
12	C 1	0.000	0.329	0.000
13	C 1	0.000	18.683	-0.000
14	C 1	-0.000	15.693	-0.000
15	C 1	-0.000	12.586	-0.000
16	C 1	0.000	9.362	0.000
17	C 1	0.000	6.011	0.000
18	C 1	-0.000	2.610	0.000
19	C 1	0.000	22.821	-0.000
20	C 1	-0.000	19.756	-0.000
21	C 1	-0.000	16.444	0.000
22	C 1	0.000	12.633	-0.000
23	C 1	-0.000	8.678	0.000

- 1 -

Programa T R E B O L - II EST 1 SUBTRAM IV DELICIAS
TOOL S.A.

Nudo.	Hipótesis.	Momento X.	Fuerza Z.	Momento Y.
24	C 1	0.000	4.726	-0.000
25	C 1	0.000	26.606	0.000
26	C 1	0.000	23.641	0.000
27	C 1	0.000	20.621	0.000
28	C 1	0.000	15.720	-0.000
29	C 1	-0.000	11.134	-0.000
30	C 1	0.000	6.679	-0.000
31	C 1	0.000	29.748	-0.000
32	C 1	-0.000	26.488	-0.000
33	C 1	-0.000	22.916	0.000
34	C 1	0.000	18.215	-0.000
35	C 1	0.000	13.333	-0.000
36	C 1	-0.000	8.522	-0.000
49	C 1	-0.000	29.531	-0.000
50	C 1	-0.000	25.461	0.000
51	C 1	-0.000	21.349	0.000
52	C 1	-0.000	17.201	0.000
53	C 1	-0.000	12.954	0.000
54	C 1	0.000	8.626	0.000
55	C 1	0.000	29.366	-0.000
56	C 1	0.000	25.334	0.000
57	C 1	-0.000	21.183	-0.000
58	C 1	0.000	16.900	-0.000
59	C 1	0.000	12.476	0.000

- 2 -

Programa T R E B O L - II EST 1 SUBTRAM IV DELICIAS
TQOL S-A.

Nudo.	Hipótesis.	Momento X.	Fuerza Z.	Momento Y.
60	C 1	0.000	7.992	0.000
61	C 1	0.000	29.455	0.000
62	C 1	-0.000	25.579	0.000
63	C 1	-0.000	21.472	-0.000
64	C 1	0.000	16.877	-0.000
65	C 1	0.000	12.148	0.000
66	C 1	0.000	7.423	-0.000
67	C 1	0.000	29.573	0.000
68	C 1	0.000	25.975	0.000
69	C 1	0.000	22.371	0.000
70	C 1	-0.000	16.949	-0.000
71	C 1	-0.000	11.879	-0.000
72	C 1	-0.000	6.944	-0.000
73	C 1	0.000	29.414	0.000
74	C 1	0.000	25.614	-0.000
75	C 1	0.000	21.602	0.000
76	C 1	0.000	16.669	-0.000
77	C 1	0.000	11.614	-0.000
78	C 1	0.000	6.599	-0.000
79	C 1	-0.000	29.115	-0.000
80	C 1	0.000	25.093	0.000
81	C 1	0.000	20.874	0.000
82	C 1	-0.000	16.201	-0.000
83	C 1	-0.000	11.279	0.000
84	C 1	-0.000	6.290	0.000