



Universitat de Girona
Escola Politècnica Superior

Projecte/Treball Final de Carrera

Estudi: Enginyeria Industrial. Pla 1994

Títol:

ESTUDIO DE ADECUACIÓN CONSTRUCTIVA PARA LA CUBRIFICIÓN PARCIAL DE LA GRAN VIA DE LES CORTS CATALANES, EN BARCELONA, CON LOSAS ORTOTRÓPICAS SEMI-PREFABRICADAS PRETENSADAS.

Document: Memoria y Anexos

Alumne: Sergio Valencia Blasco

Director/Tutor: Luís Bozzo Rotondo / Lluís Torres Llinàs

Departament: Arquitectura i Enginyeria de la Construcció

Àrea: Enginyeria de la Construcció

Convocatòria (mes/any): Juliol 2006

ÍNDICE

1	Introducción	4
1.1	Antecedentes	4
1.2	Objeto.....	6
1.3	Especificaciones y alcance	6
2	Descripción del trabajo	7
2.1	Emplazamiento	7
2.2	Finalidad del estudio	7
2.2.1	Modelo original.....	7
2.2.2	Modelo alternativo.....	8
2.3	Método del estudio.....	10
3	Fases de la obra	11
4	Cálculo de estructuras	12
5	Resultados del estudio	13
6	Resumen del presupuesto.....	15
7	Conclusiones	17
8	Relación de documentos	18
9	Bibliografía.....	19

Anexos a la memoria	20
A. Cálculo de Estructuras.....	21
A.1 Acciones.....	21
A.2 Propiedades de los materiales.....	22
A.3 Coeficientes de seguridad.....	22
A.4 Modelo de la estructura.....	23
A.5 Hipótesis de carga	28
A.6 Esfuerzos máximos.....	30
Momentos Mayorados de la Losa 2 Ortotrópica - Camión en posición 1.....	34
Esfuerzos Cortantes de la Losa 1 Maciza.....	35
Esfuerzos Cortantes de la Losa 1 Maciza.....	36
A.7 Comprobación de la flecha	38
A.7.1 Losa 1 Maciza	39
A.7.2 Losa 2 Ortotrópica.....	40
A.7.3 Comprobación del apuntalamiento para las prelosas	41
A.8 Estados Límites Últimos (E.L.U.)	42
A.8.1 Losa 1 Maciza	42
A.8.2 Losa 2 Ortotrópica.....	55

B. Reportaje fotográfico 65

1 INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

En el contexto de forjados “in situ” con trabajo bi-direccional en la actualidad se emplean básicamente tres sistemas estructurales para techos de hormigón: losas macizas, losas aligeradas y losas reticulares.

En el contexto de los forjados prefabricados no existen en la industria de la construcción, dada la limitación de las piezas a transportar, forjados con trabajo bi-direccional,. Los elementos prefabricados sean placas alveolares, o la gran variedad de jácenas disponibles (Pi, Delta, entre otras) son elementos de trabajo unidireccional, aunque cuenten con una capa de compresión que una los diversos elementos; el trabajo estructural sigue siendo unidireccional. (Bozzo, 2005).

Losas Ortotrópicas semi-prefabricadas pretensadas

La losa ortotrópica es un novedoso sistema semi-prefabricado pretensado (en trámite de patente) que también permite un trabajo bi-direccional. Éste ha sido desarrollado a partir del año 2003 conjuntamente por “Luis Bozzo - Estructuras y Proyectos S.L.” y la empresa ATEFOR (Alternativas Técnicas de los Forjados S.L.) y con él se han construido actualmente ya más de 40.000 m².

Las obras más destacadas construidas por “Luis Bozzo - Estructuras y Proyectos S.L.” con este sistema estructural son:

- Aeropuerto. Prelosas con s/c aviones JUMBO (3332 m²)
- Cubrición parcial acceso a Barcelona por Gran Vía de Corts Catalanes (20.000 m²)
- Edificio IRMI (7710 m²)
- Intercambiador de Cornellà (4600 m²)
- Nueva plaza Lesseps (5.141 m²)
- Parking PUMSA en Mataró (1800 m²)
- Ronda Norte en Sant Cugat (5000 m²)

Con este sistema se semi-prefabrican losas “in situ” formadas por prelosas transportables prefabricadas de hormigón pretensado, de sección rectangular, (de 1 a 3m de ancho, 6 a 30cm de espesor y de longitud hasta 16m con canto total de 60cm), sobre elementos de soporte que se completa con una capa superior de hormigón vertido en obra con armadura de acero B 500 S.

Las prelosas pretensadas incorporan celosías espaciales soldadas para conectarlas con la losa superior de hormigón armado y formar un sistema constructivo eficiente con el que se consigue el trabajo bi-direccional de la losa, con todas las ventajas propias de la prefabricación.

Dado que estas armaduras estarán necesariamente por encima de las prelosas, lo que se obtiene es una losa ortotrópica de inercias o rigideces diferentes según cada dirección y sus conectores de rasante. (Bozzo, 2005).

Las ventajas de este sistema estructural y constructivo son las siguientes:

- Trabajo bi-direccional empleando una solución semi-prefabricada con las ventajas de la fabricación en taller. Al emplear prelosas con celosías soldadas, se asegura un trabajo conjunto entre las prelosas y el hormigón “in situ”, condición indispensable para el buen funcionamiento de todo el conjunto.
- Simplicidad constructiva al eliminarse el encofrado y simplificar el apuntalamiento lo cual redundará en un menor tiempo de construcción dado que se reduce a ritmos de montaje y hormigonado “in situ”.
- Reducción considerable del tiempo de ejecución de la obra.
- Mayor eficacia del techo. Al ser una losa apoyada directamente en las columnas, las cargas son directamente transmitidas a ellas eliminando la labor intermedia de las vigas tradicionales, especialmente si las separaciones entre columnas perpendiculares es similar.
- Reducción de las cargas en columnas y zapatas, por lo cual se puede incrementar la separación entre ellas.
- Mayor durabilidad, ya que la solución pretensada permite evitar la fisuración del hormigón.

- Reducción de un 20 - 40% de canto en comparación a un forjado "in situ" convencional debido al pretensado.
- Calidad final garantizada con empleo de materiales de alta resistencia (hormigón H50 y cables de pretensado Y1860) debido a su fabricación en planta.

1.2 OBJETO

Como propuesta del Sr. Bozzo, Director del presente TFC, y partiendo de la base del proyecto: Remodelación de *Gran Vía de les Corts Catalanes* en Barcelona, entre *Plaça de les Glòries* y *Carrer Extremadura* (ver situación y emplazamiento en el documento Planos), el trabajo es un estudio de adecuación constructiva que propone una alternativa para la cubrición parcial de la Gran Vía, losa maciza en el proyecto original, por otra con losas ortotrópicas, ya mencionadas en el apartado anterior, (como se ha visto, entre las obras más destacadas de la empresa del Sr. Bozzo se encuentra la realización de dicha cubrición con su novedoso sistema). Por tanto, el estudio, objeto de este trabajo, será comparativo entre las dos alternativas: la losa isotrópica original y la losa ortotrópica propuesta.

1.3 ESPECIFICACIONES Y ALCANCE

El trabajo se centrará en el mencionado estudio de la losa de cubrición para una de las secciones tipo del proyecto original, no en las instalaciones ni en otros elementos estructurales, ni tampoco será objeto de este trabajo el estudio de seguridad y salud.

Consistirá en el estudio comparativo de las dos alternativas (isotrópica y ortotrópica), su cálculo mediante programa informático y el análisis y verificación general de las estructuras de barras y elementos finitos.

Señalando las principales diferencias encontradas y justificando la opción escogida según la ejecución de la obra, el estado de mediciones y el presupuesto. El pliego de condiciones incluido tiene como objeto principal la enumeración y el detalle de las condiciones de tipo técnico de control y ejecución que han ceñir la construcción de cada una de las alternativas.

2 DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO

2.1 EMPLAZAMIENTO

El estudio parte de la sección Tipo 4 (ver plano nº 2) para la cubrición parcial de la *Gran Vía de les Corts Catalanes* correspondiente al tramo *Rambla Poble Nou - Carrer Extremadura*, en el termino municipal de Barcelona.

Se emplaza en dicha vía, en el acceso a Barcelona desde Badalona por la *Plaça de les Glòries*.

2.2 FINALIDAD DEL ESTUDIO

El objeto de estudio es la losa de cubrición de la sección Tipo. Se trata de un forjado o techo que se utilizará para que circule el tráfico rodado de salida de Barcelona por su parte central y exterior (sobre voladizo, con vista al eje de la vía) y tiene también una parte interior urbanizada de uso peatonal.

La presencia de tráfico rodado es motivo de aplicación de la Instrucción IAP, relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras. Orden Ministerial del 12 de Febrero de 1998.

Como se ha dicho, se compararan dos alternativas: losa maciza tradicional y losa ortotrópica.

2.2.1 Modelo original

El modelo original es una losa maciza, de hormigón armado, de 16,2 m de ancho (dirección transversal) por 30 m de largo (dirección longitudinal), empotrada a lo largo, por la parte interior, en un muro lateral de 50cm de espesor y apoyada por la parte exterior sobre una jácena de borde de sección igual a 70 x 120 cm.

Resultando tener una losa con una parte aporticada de 12,1 m de luz constante, entre muro y jácena, y un voladizo exterior, de 3,5 m. de ancho a partir de la esquina de la jácena (ver detalle en planos nº 2 y nº 3).

El canto de la losa es constante en el pórtico, de 65 cm y variable en el voladizo donde parte de 50 cm sobre la jácena y llega a 30 cm en el extremo. Sobre el extremo del voladizo se sitúa una barrera o pantalla acústica.

La jácena se apoya a su vez sobre pilares cada 7,5 m. de sección rectangular de 70 x 100 cm y con una altura entre nudos de 6,5 m.

2.2.2 Modelo alternativo

Se propone una alternativa ortotrópica para la losa de cubrición, empleando el sistema ya introducido.

La alternativa propuesta es similar a la solución original del proyecto, pero con una losa de canto variable entre los apoyos, con una reducción significativa de éste entre 15% y 40%, como consecuencia de la solución semi-prefabricada pretensada. El voladizo no varía, continuando idéntico al modelo original.

La solución consiste en una losa continua formada por una base de prelosas prefabricadas pretensadas, de la empresa ATEFOR, apoyadas sobre el muro y la jácena y una capa superior de hormigón H35 "in situ" de espesor variable entre 30 y 45 cm aproximadamente. Resultando entonces una losa con un canto total variable entre 40 y 55 cm (ver detalle en plano nº 3).

Las prelosas consideradas en el trabajo tienen una sección rectangular, de 250 cm de ancho y 10 cm de canto, y una longitud aproximada de 12 m. La armadura activa es la encargada de absorber los momentos positivos transversales (a la dirección de la vía) y está compuesta de cables de acero Y1860 C que tienen una fuerza de pretensado en planta de 228 T por prelosa.

La losa superior se provee con armadura transversal para absorber los momentos negativos sobre el muro y la jácena y con armadura longitudinal para permitir el trabajo bidireccional de la losa, repartiéndose, así, el tren de cargas del MOPU entre varias prelosas.

Las prelosas y la losa superior se conectan mediante las celosías soldadas que incorporan las prelosas, condición indispensable para el buen funcionamiento del conjunto o sistema estructural.

La tipología, por tanto, corresponde a una losa ortotrópica semi-prefabricada-pretensada de inercias o rigideces diferentes según cada dirección. Transversalmente la losa trabaja con todo el conjunto, es decir, con el canto total, de 55 cm como máximo y longitudinalmente sólo cuenta la losa superior, lo que equivale a decir que el canto efectivo de la losa es de 45cm como máximo (descontando la prelosa).

En la Figura 1 podemos observar las secciones de las dos alternativas descritas.

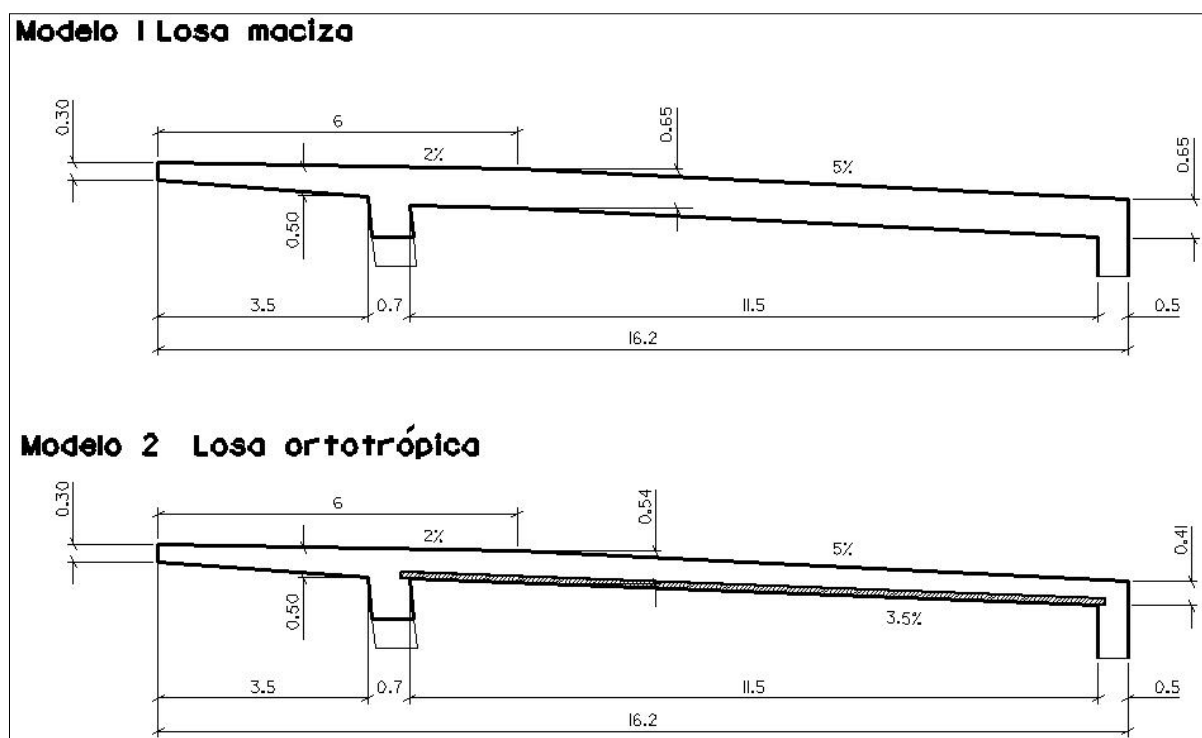


Figura 1: Secciones de la losa 1 maciza original y de la losa ortotrópica del modelo alternativo.

2.3 MÉTODO DEL ESTUDIO

Las dos alternativas se han calculado mediante programa informático. Se han utilizado los siguientes programas:

- RISA 3-D y SAP2000 para el análisis de losas planas por métodos de elementos finitos. Ambos programas calculan losas isotrópicas, pero sólo SAP2000 calcula losas ortotrópicas.
- Programa Educacional Dominios (TFC de J.M. Pérez Basart dirigido por el Sr. Bozzo) para el cálculo de secciones de hormigón armado en estado límite de agotamiento con el método de los Dominios de deformación, de acuerdo con el Art. 42 de la Instrucción EHE..

Las losas, una vez analizadas con programa, se han armado y verificado, en cada dirección, en base al criterio de franjas, comprobando que cada franja resiste los esfuerzos solicitados y las especificaciones de la Instrucción EHE y la Instrucción del MOPU; relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras (ver Anexo A: Cálculo de Estructuras).

3 FASES DE LA OBRA

En las dos alternativas, se construye primero el muro y la jácena. Después se vierte el hormigón “in situ” sobre el encofrado tal como se explica en el pliego de condiciones. Por tanto se puede decir que la losa queda apoyada como un tablero sobre la jácena y empotrada en el muro.

Fases de la Losa Maciza:

- Montaje de los apuntalamientos y encofrados
- Colocación de las armaduras
- Vertido del hormigón (se hormigona primero el pórtico y más adelante el voladizo)
- Retirada de los apuntalamientos y de los encofrados y entrada en carga según el plan previsto cuando la pieza estructural está en disposición de soportar los esfuerzos

Fases de la Losa Ortotrópica:

- Montaje de las torres para apuntalar las prelosas
- Colocación de las prelosas sobre los apoyos
- Montaje del encofrado lateral (las prelosas también forman parte del encofrado)
- Colocación de las armaduras para la losa superior
- Vertido del hormigón (se hormigona primero el pórtico y más adelante el voladizo)
- Retirada de los apuntalamientos y de los encofrados y entrada en carga según el plan previsto cuando la pieza estructural está en disposición de soportar los esfuerzos

4 CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

La estructura está formada por elementos de hormigón armado.

El hormigón vertido "in situ" es H-35 con resistencia característica $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$. El hormigón de las prelosas es H-50 y tiene resistencia característica $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$.

El acero para armaduras pasivas en barras corrugadas es tipo B 500 S de límite elástico $f_{yk} \geq 500 \text{ N/mm}^2$.

El acero para las armaduras activas pretensadas de las prelosas es tipo Y1860 C de límite elástico $f_{yk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$.

Se considera un nivel de control intenso, por tanto los coeficientes de seguridad son:

Sobre los materiales:

Minoración de la resistencia del hormigón	$\gamma_c = 1,5$
Minoración de la resistencia del acero	$\gamma_s = 1,15$

Sobre las acciones:

Mayoración de las acciones permanentes (efecto desfavorable):	$\gamma_G = 1,35$
Mayoración de las acciones variables (efecto desfavorable):	$\gamma_Q = 1,5$

Al pretensado se le considera de efecto favorable y no se le aplica ningún coeficiente.

En el anexo A: Cálculo de Estructuras, se detallan las acciones a considerar, las hipótesis de carga, el modelo y dimensionamiento de cada alternativa de la losa de cubrición y se justifica la elección de sus armaduras de flexocompresión, cortante y rasante según los esfuerzos soportados, verificando el cumplimiento de la normativa vigente..

5 RESULTADOS DEL ESTUDIO

A continuación podemos ver un resumen de las mediciones de los conjuntos de partidas de obra ejecutados.

Armado Losa (kg)	Losa Maciza 1	Losa Ortotrópica 2
Básico	13547.18	5915.70
Refuerzo	8634.45	5104.93
Estribos	802.69	600.88

	Losa Maciza 1	Losa Ortotrópica 2
Hormigón "in situ" (m3)	287	188
Armadura (kg)	22984.32	11621.51
Encofrado y apuntalam. (m2)	486	115
Prelosas (m2)		354
Torres o cimbras (m3)		583 (24 u.)
Tabicas laterales (m)		55
Neopreno apoyo prelosas (dm3)		39

Podemos observar que la Losa Maciza (1) requiere de bastante más armadura (casi el doble) y de más hormigón vertido en obra, también de más encofrado. Pero hemos de contar que en la Losa Ortotrópica (2), las prelosas implican hormigón y armadura activa y pasiva (conectores), y también torres o cimbras de apuntalamiento (las prelosas tienen función de encofrado).

Si la cuantificación material no da un reflejo suficiente de la diferencia entre los dos sistemas de forjado, en la página siguiente veremos un resumen del presupuesto parcial de los conjuntos de partidas de obra ejecutados, que nos da una idea de la repercusión económica.

	Losa Maciza 1 (€)	Losa Ortotróp. 2 (€)
Hormigón "in situ"	26105.33	17108.09
Armadura	25946.98	13238.64
Encofrado y apuntalamiento	15773.02	9160.04
Prelosas y apoyo de neopreno	-	28264.03
Total (€)	67825.33	67770.81
Precio de losa por unidad de obra	139.56 €/m ²	139.45 €/m ²

Como podemos observar, las dos losas cuestan casi lo mismo, el precio de la Losa Maciza (1), por unidad de obra (€/m²) es ligeramente superior, sólo 0,11€ de diferencia.

En el capítulo siguiente, Resumen del Presupuesto, podemos ver el coste total (486 m² de losa) de cada alternativa y concluir que la Losa Ortotrópica (2) es 73,6 € más barata. Este ahorro se aplica a un módulo de 30 m de longitud, si contamos con que la longitud total de la obra abarca casi 2 km, el ahorro suma la cantidad de 5000 €.

Aunque no hay que olvidar un gasto inadvertido a primera vista pero que repercute al final de la obra a favor de la losa ortotrópica: cuanta más cantidad de hormigón vertido más pérdidas tenemos de éste (3% aproximadamente) y cuanta más armadura se usa, más pérdidas por despuntes, fisuras u otro tipo de deterioro tenemos de ésta. Además como las prelosas tienen función de encofrado, esto implica mayor efectividad para recoger el hormigón vertido.

Otra ventaja de la Losa 2, es la simplicidad constructiva al eliminar parte del encofrado y simplificar el apuntalamiento lo cual redundará en un menor tiempo de construcción a ritmos de montaje y hormigonado "in situ".

También hay que contar con que la solución pretensada permite evitar la fisuración del hormigón que implica una mayor durabilidad de la losa.

Y por último, una reducción del canto en la Losa 2 (entre un 17 y un 37%) debido al pretensado implica un ahorro de otros costes de la obra como, por ejemplo, excavaciones o desmontes, reducción del peso repercutido a menores apoyos, etc.

6 RESUMEN DEL PRESUPUESTO

De acuerdo con el estado de mediciones y los precios unitarios que se indican en el documento del presupuesto, el valor de ejecución de obra es:

ALTERNATIVA LOSA 1: Losa Maciza (486 m2)

Precio de ejecución	67825.33 €
Beneficio industrial (6%)	4069.52 €
Gastos generales (13%)	8817.29 €
IVA. (16%)	10852.05 €
TOTAL	91564.19 €

El presupuesto para conocimiento de la Administración asciende a la cantidad de noventa y un mil quinientos sesenta y cuatro euros con diecinueve céntimos.

Sergio Valencia Blasco

Redactor

Girona, Junio de 2006

ALTERNATIVA LOSA 2: Losa Ortotrópica (486 m2)

Precio de ejecución	67770.81 €
Beneficio industrial (6%)	4066.25 €
Gastos generales (13%)	8810.21 €
IVA. (16%)	10843.33 €
TOTAL	91490.59 €

El presupuesto para conocimiento de la Administración asciende a la cantidad de noventa y un mil cuatrocientos noventa euros con cincuenta y nueve céntimos.

Sergio Valencia Blasco

Redactor

Girona, Junio de 2006

7 CONCLUSIONES

En vista de lo expuesto en este trabajo, sólo cabe destacar las ventajas de la Losa Ortotrópica (modelo alternativo, 2) sobre la Losa Maciza (modelo original, 1). El hecho que lo demuestra, es que finalmente la obra real se ha ejecutado con este sistema.

Las principales ventajas de la Losa Ortotrópica (2) ya se han mencionado en el capítulo 5, pero hay que destacar que constructivamente es más sencilla y de ejecución más rápida, lo que repercute significativamente en la disminución de los gastos generales de la obra.

Otra ventaja muy importante que hay que destacar de la Losa Ortotrópica (2), es que con las prelosas semi-prefabricadas pretensadas se puede desapuntalar en una semana contra los 28 días (fraguado del hormigón) que hay que esperar para desencofrar la Losa Maciza (1). Esta diferencia de tiempo hace que la obra pueda ir mucho más rápido, cumpliendo mejor con las fechas y por tanto implicando también la disminución de los gastos generales de la obra que crecen a medida que la entrega de ésta se demora. Según Bozzo y Atefor, se puede considerar un ahorro aproximado de un 20% sobre los gastos generales, es decir que, finalmente, la Losa Ortotrópica (2) sería en realidad 1800 € más barata.

Con esto queda alcanzado el objetivo principal del trabajo, cuya idea, tanto en el aspecto constructivo como en el estructural queda reflejada en esta memoria.

La ejecución de la obra cumplirá las normas, reglamentos y especificaciones detalladas en el pliego de condiciones.

Sergio Valencia Blasco

Redactor

Girona, Junio de 2006

8 RELACIÓN DE DOCUMENTOS

El presente trabajo consta de:

- Documento nº 1: Memoria y anexos.
- Documento nº 2: Planos.
- Documento nº 3: Pliego de Condiciones.
- Documento nº 4: Estado de mediciones.
- Documento nº 5: Presupuesto.

9 BIBLIOGRAFÍA

BOZZO ROTONDO, L. Losas Ortotrópicas semi-prefabricadas pretensadas. Barcelona. (<http://www.luisbozzo.com/obras>, 10 de Noviembre de 2005)

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. Static and Dinamic Fynite Element Analysis of Structures: SAP2000 Advanced 9.0.3. CSI Analysis Reference Manual. Berkeley, California, USA. 2004. (CD ROM)

ITEC: Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña. MetaBase ITeC: Base de datos de productos de la construcción. Elementos unitarios de ingeniería civil: Estructuras. Barcelona. (<http://www.itec.es/bedec/default.asp?Idioma=cas>, 5 de Abril de 2006)

JIMÉNEZ MONTOYA P., GARCÍA MESEGUER A., MORÁN CABRÉ F. Hormigón Armado EHE/ 14ª edición, 2ª tirada revisada. Editorial Gustavo Gili, S.A. Barcelona. 2001.

MINISTERIO DE FOMENTO/ Comisión Permanente del Hormigón. Guía de aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural: Edificación. Centro de publicaciones. Madrid. 2003.

MINISTERIO DE FOMENTO/ Comisión Permanente del Hormigón. Instrucción de Hormigón Estructural. EHE / 5ª edición. Centro de publicaciones. Madrid. 2001.

RISA TECHNOLOGIES. Rapid Interactive Structural Analysis – 3-Dimensional, Version 4.5. RISA-3D General Reference. Foothill Ranch, California, USA. 2001. (CD ROM)

SIMÓN MADRENAS, E. Disseny i càlcul d'una estructura formada per una llosa postensada suportada per dos murs pantalla, per substituir a l'actual Plaça de Catalunya de Girona. Projecte Fi de Carrera. Enginyeria Industrial. EPS. Universitat de Girona, Septiembre 2004

ANEXOS A LA MEMORIA

A. CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

A.1 ACCIONES

Las acciones a considerar se dividen en la categoría de cargas permanentes (G) y de sobrecargas (Q).

Cargas permanentes:

Peso propio del Hormigón Armado:	24,5	kN / m ³ (2500 kg/m ³)
Carga de la pantalla acústica:	25,1	kN / m
Otras cargas permanentes:	3,4	kN / m ²

Sobrecargas (Tren de cargas MOPU):

S/C de uso:	4	kN / m ²
S/C 1 vehículo de 60 t	600	kN

Según la Instrucción IAP (relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras, MOPU), la sobrecarga de uso se considera uniforme y extendida a toda la superficie. La sobrecarga debida al vehículo - camión se considera a efectos de cálculo actuando repartida en 6 puntos de apoyo (ruedas), tal como indica la instrucción, de manera que el eje longitudinal se considera paralelo al eje de la calzada. Longitudinalmente cada rueda está separada de la otra una distancia de 1,5 m y transversalmente una distancia de 2m. La situación del camión se ha considerado en la posición más desfavorable.

A.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

La estructura está formada por elementos de hormigón armado. El hormigón vertido “in situ” es H-35 y el hormigón de las prelosas prefabricadas es H-50.

Las armaduras activas de la prelosa han de estar formadas por cordones o cables de acero tipo Y1860 C de alta resistencia. Las armaduras pasivas, sin pretesar, tanto en las prelosas como en la losa de hormigón vertido en obra deben estar formadas por barras corrugadas tipo B 500 S. El recubrimiento de las armaduras es de 35 mm, nivel de control de ejecución intenso IIa.

Resistencia característica (f_{ck}) del hormigón:

H-35 $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$.

H-50 $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$.

Límite elástico (f_{yk}) del acero:

Acero B 500 S $f_{yk} \geq 500 \text{ N/mm}^2$.

Acero Y1860 C $f_{yk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$.

A.3 COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Sobre las acciones:

Mayoración de las acciones permanentes (efecto desfavorable): $\gamma_G = 1,35$

Mayoración de las acciones variables (efecto desfavorable): $\gamma_Q = 1,5$

Sobre los materiales:

Minoración de la resistencia del hormigón $\gamma_C = 1,5$

Minoración de la resistencia del acero $\gamma_S = 1,15$

A.4 MODELO DE LA ESTRUCTURA

Se ha modelizado la estructura tal como se muestra en la Figura 2.

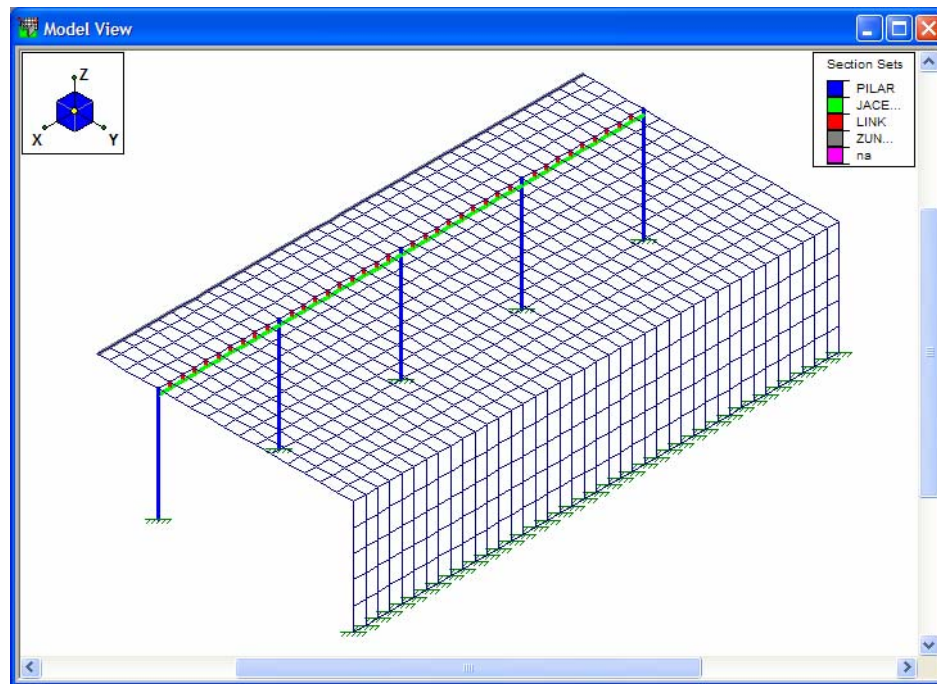


Figura 2: Modelo de la estructura con RISA - 3D

Modelo original Losa 1 Maciza:

El modelo original es una estructura de hormigón H-35:

Densidad = 2500 kg / m³, Módulo Poisson = 0.2, Módulo de Elasticidad = 29779 N / mm²

Se compone de una losa (plate) que está empotrada a lo largo en un muro (plate) lateral y apoyada sobre una jácena (member) sostenida por 5 pilares (member). Los pilares y el muro están empotrados en una base (plate) de cimentación y tienen una altura de 6,5 m.

Se define la Dirección Transversal = eje Y y la Dirección Longitudinal (eje de la vía) = eje X.

Superficie de la losa = 16,2 m (Y) x 30 m (X)

Luz del pórtico = 12,1 m (Y) entre muro y jácena

Ancho del voladizo = 3,85 m (Y).

Espesor del muro = 50 cm (Y)

Espesor de la losa de cimentación = 50 cm (Z)

Sección jácena = 70 cm (Y) x 120 cm (Z).

Sección pilar = 70 cm (Y) x 100 cm (X).

El canto o espesor de la losa es constante en el pórtico (65 cm) y variable en el voladizo (50 cm sobre la jácena y 30 cm en el extremo). Sobre dicho extremo se sitúa la carga lineal uniforme de la pantalla acústica.

Todos los elementos "plate" se subdividen en elementos finitos de sección rectangular para su análisis. En concreto el forjado se subdivide en 14 elementos en la dirección transversal por 40 elementos en la dirección longitudinal. Para los elementos del voladizo se ha calculado su sección equivalente rectangular en función de su área real trapezoidal.

Modelo alternativo Losa 2 Ortotrópica:

El modelo alternativo es una estructura de hormigón H-35 similar al modelo original.

Densidad = 2500 kg / m³, Módulo Poisson = 0.2, Módulo de Elasticidad = 29779 N / mm²

La diferencia consiste en que ahora el canto o espesor de la losa ya no es constante en el pórtico, sino que varía (ver detalle en planos). El espesor aumenta de 40 cm sobre el muro a 55 cm (a 10 m aprox. del muro) y disminuye después a 50 cm sobre la jácena. Las dimensiones del voladizo son idénticas al modelo original, es decir, canto variable entre 50 cm sobre la jácena y 30 cm en el extremo.

Todos los elementos "plate" se subdividen en elementos finitos de sección rectangular tal como se explicó en el punto anterior para la losa maciza.

Ortotropía:

El modelo 2 corresponde a una losa ortotrópica con trabajo bi-direccional como se ha explicado en la memoria. Es así porque el canto efectivo transversal es el canto total

incluyendo las prelosas y, en cambio, el canto efectivo longitudinal es reducido descontando el espesor de éstas, que no ayudan a resistir los esfuerzos en esta dirección. Esto se traduce a efectos de cálculo en el programa en que longitudinalmente el módulo de elasticidad es también reducido.

Modulo de Elasticidad Reducido:

En la dirección transversal la sección tiene un canto h_y y en la dirección longitudinal un canto efectivo reducido $h_x = h_y - h_{prelosa}$. Esto implica decir que la inercia de la sección en la dirección longitudinal es también menor, ya que la inercia de una sección rectangular es directamente proporcional al cubo de la altura (canto) como se puede ver en Ecuación 1.

La Inercia de una sección rectangular en el centro de gravedad se expresa como:

$$I = 1 / 12 * b * h^3 \quad (\text{Eq. 1})$$

Con los significados siguientes:

- I momento de inercia en el centro de gravedad
- b base de la sección
- h altura o canto de la sección

El cálculo de flechas y momentos depende directamente de la Rigidez de la sección, que se expresa como el producto ($E * I$), siendo E el módulo de elasticidad del hormigón.

Las inercias en cada dirección serán entonces:

$$I_x (\text{longitudinal}) = 1 / 12 * b * h_x^3 \quad (\text{Eq. 2})$$

$$I_y (\text{transversal}) = 1 / 12 * b * h_y^3 \quad (\text{Eq. 3})$$

Podemos concluir que: $h_x = h_x * (h_y / h_y)$

Que es lo que es lo mismo que decir: $h_x = h_y * (h_x / h_y)$

Entonces la Eq. 2 se puede expresar como: $I_x \text{ (longitudinal)} = 1 / 12 * b * (h_y * (h_x / h_y))^3$

O lo mismo que: $I_x \text{ (longitudinal)} = I_y \text{ (transversal)} * (h_x / h_y)^3$

La rigidez en la dirección X se puede expresar como el producto $(E * I_x)$

Que es lo mismo que: $(E * I_y \text{ (transversal)} * (h_x / h_y)^3)$

Que se puede expresar como: $(E * (h_x / h_y)^3) * I_y$

Entonces nos quedan las ecuaciones:

$$E_y \text{ (transversal)} = E \quad (\text{Eq. 4})$$

$$E_x \text{ (longitudinal)} = E * (h_x / h_y)^3 \quad (\text{Eq. 5})$$

donde $E = 29779 \text{ N / mm}^2$ para el hormigón tipo H-35 y $h_x = h_y - h_{\text{prelosa}}$. Y por lo tanto, E_x se ha de calcular con la ecuación 5 para cada franja longitudinal.

En el programa de cálculo (SAP) no podemos indicar inercias diferentes para cada dirección pero cuando definimos las propiedades de cada material si que podemos indicar módulos de elasticidad diferentes para cada una de las direcciones principales. Lo que hacemos para cada franja longitudinal es definir un hormigón “diferente” donde cambia el valor de E_y . calculado con la Ecuación 5, tal como se puede ver, a continuación, en la Tabla nº 1.

Distancia al muro (m)	Ancho de franja (m)	h_y eq. (cm)	$h_{prelosa}$ (cm)	h_x eq. (cm)	E_x (N/mm ²)
11.6	1.05	50.3	10	40.3	15307.9
10.55	1.00	52.0	10	42.0	15701.5
9.55	1.00	53.3	10	43.3	15965.9
8.55	1.00	52.0	10	42.0	15694.1
7.55	1.00	50.8	10	40.8	15419.4
6.55	1.00	49.5	10	39.5	15134.3
5.55	1.00	48.3	10	38.3	14838.2
4.55	1.00	47.0	10	37.0	14530.6
3.55	1.00	45.8	10	35.8	14210.7
2.55	1.00	44.5	10	34.5	13878.0
1.55	1.00	43.3	10	33.3	13531.8
0.55	1.05	41.7	10	31.7	13069.4

Tabla 1: Valores del módulo de elasticidad para cada franja del pórtico.

Ahora, los elementos del pórtico también tienen sección rectangular equivalente, como en el voladizo, que se ha calculado en función del área real trapezoidal. En la tabla podemos ver los valores de la altura equivalente según la anchura que tenga cada franja.

A.5 HIPÓTESIS DE CARGA

Se han considerado dos hipótesis de carga, considerando las dos posiciones del camión más desfavorables. Estas posiciones se pueden ver en las figuras 3 y 4 respectivamente.

Con el camión en la posición 1 (figura 3) se obtienen los esfuerzos máximos en el pórtico y con el camión en la posición 2 (figura 4) se obtienen los esfuerzos máximos en el voladizo.

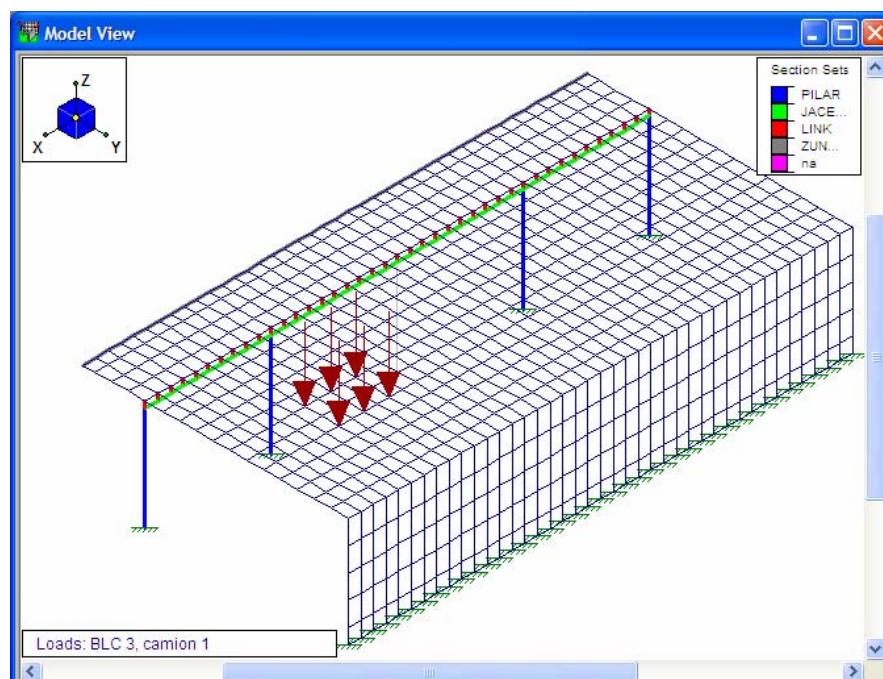


Figura 3: situación del camión sobre el pórtico, en la posición 1

El camión puede ocupar cualquier posición sobre el tablero sobre la zona de tránsito que es desde 0,5 m del extremo del voladizo (pantalla acústica) hasta 10 m del mismo extremo.

Para saber cuáles eran las posiciones más desfavorables se han calculado los esfuerzos correspondientes, colocando el camión en diferentes posiciones posibles.

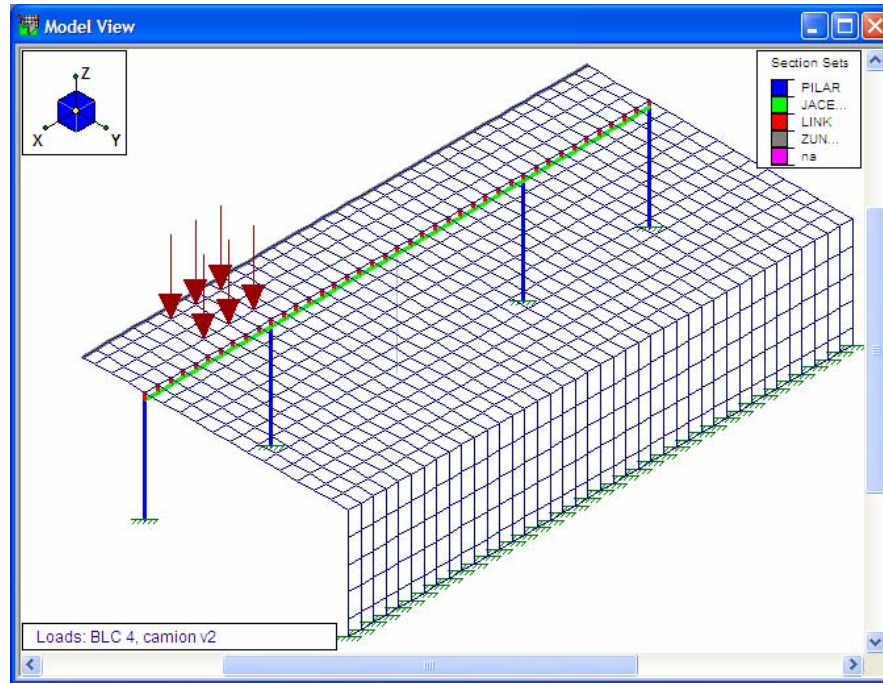


Figura 4: situación del camión sobre el voladizo, en la posición 2

La posición del camión junto al borde del tablero podría parecer más desfavorable, pero gracias a una solución constructiva de uno de los ingenieros de la obra, la vía de circulación es una sucesión de tableros o módulos “engranados” sucesivamente, por lo que el tablero siguiente ayuda a sostener parte de la carga del camión del tablero anterior. Finalmente la posición escogida ha sido sugerida por el director del proyecto.

A.6 ESFUERZOS MÁXIMOS

En la Tabla 2 podemos ver un resumen de los momento máximos de cálculo que solicitan las losas. Para obtenerlos se ha partido de los diagramas de momentos mayorados (kN-m/m) que se verán a continuación y se ha integrado los valores de los momentos a lo ancho de la franja correspondiente.

Situación del esfuerzo	LOSA 1 (RISA) MACIZA (kN-m)	LOSA 2 (SAP) ORTOTRÓPICA (kN-m)
	Momentos Transversales	
Pórtico sobre el muro (H. I)	-161.21	-234.03
Pórtico en el centro (H. I)	567.00	436.30
Pórtico sobre jácena-pilar (H. II)	-587.99	-520.79
Pórtico sobre jácena entre pilar (H. II)	-420.43	-411.21
	Momentos Longitudinales	
Pórtico sobre el muro (H. I)	-11.68	-5.35
Pórtico en el centro (H. I)	161.64	97.00
Pórtico sobre jácena-pilar (H. II)	-60.50	-31.60
Pórtico sobre jácena entre pilar (H. II)	136.19	60.00
Voladizo extremo jácena (H. II)	-35.94	-47.37
Voladizo en el centro (H. II)	62.4	70.24

Tabla 2: Resumen de momentos máximos de cálculo.

En la Tabla 3 podemos ver un resumen de los momentos máximos de cálculo que solicitan el pórtico de la losa 2 comparando el estado isotrópico con el ortotrópico.

Situación del esfuerzo	LOSA 2 (SAP) ISOTRÓPICA (kN-m)	LOSA 2 (SAP) ORTOTRÓPICA (kN-m)
Momentos Transversales		
Pórtico sobre el muro (H. I)	-224.25	-234.03
Pórtico en el centro (H. I)	434.06	439.60
Pórtico sobre jácena-pilar (H. II)	-524.64	-520.79
Momentos Longitudinales		
Pórtico sobre el muro (H. I)	-12.30	-5.35
Pórtico en el centro (H. I)	153.11	97.00
Pórtico sobre jácena-pilar (H. II)	-41.29	-31.60
Pórtico sobre jácena entre pilar (H. II)	81.17	60.00

Tabla 3: Resumen de momentos máximos de cálculo de la losa 2 Isotrópica versus Ortotrópica.

En la Tabla 4 podemos ver un resumen de los esfuerzos cortantes transversales de cálculo que solicitan las losas. Los cortantes longitudinales son significativamente inferiores.

Situación del esfuerzo	LOSA 1 (kN)	LOSA 2 (Isotróp.) (kN)
Pórtico sobre el muro (H. I)	197.85	174.00
Pórtico sobre jácena-pilar (H. II)	359.03	347.42
Pórtico sobre jácena entre pilar (H. II)	213.51	214.36
Voladizo sobre jácena-pilar (H. II)	314.04	314.04
Voladizo sobre jácena entre pilar (H. II)	203.38	203.38

Tabla 4: Resumen de esfuerzos cortantes máximos transversales.

MOMENTOS MAYORADOS DE LA LOSA 1 MACIZA - CAMIÓN EN POSICIÓN 1

Los Transversales se pueden apreciar en la Figuras 5 y los Longitudinales en la Figura 6.

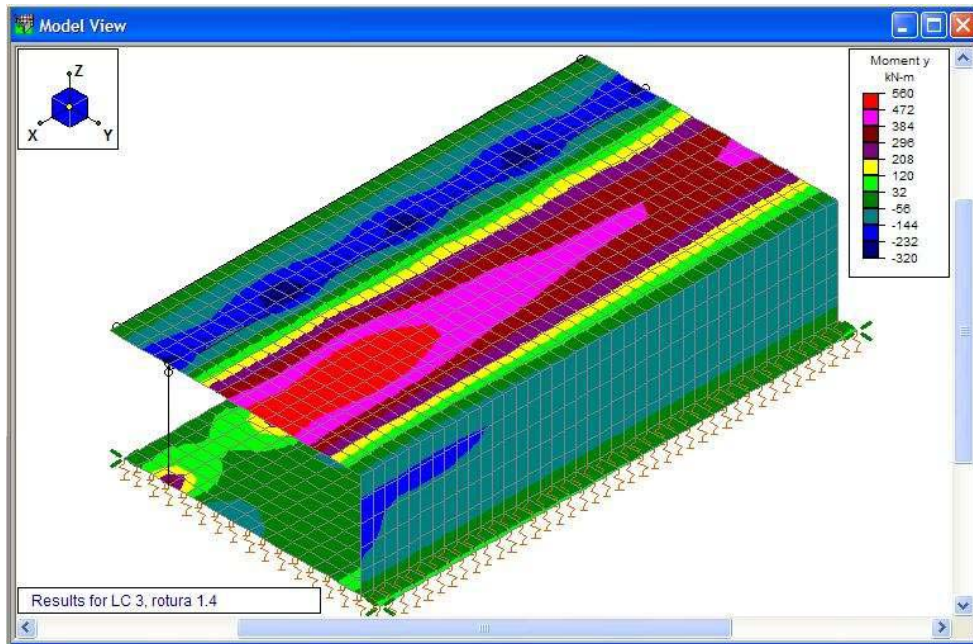


Figura 5: Momentos Transversales (M_{yy}) con camión en posición 1 (kN-m/m).

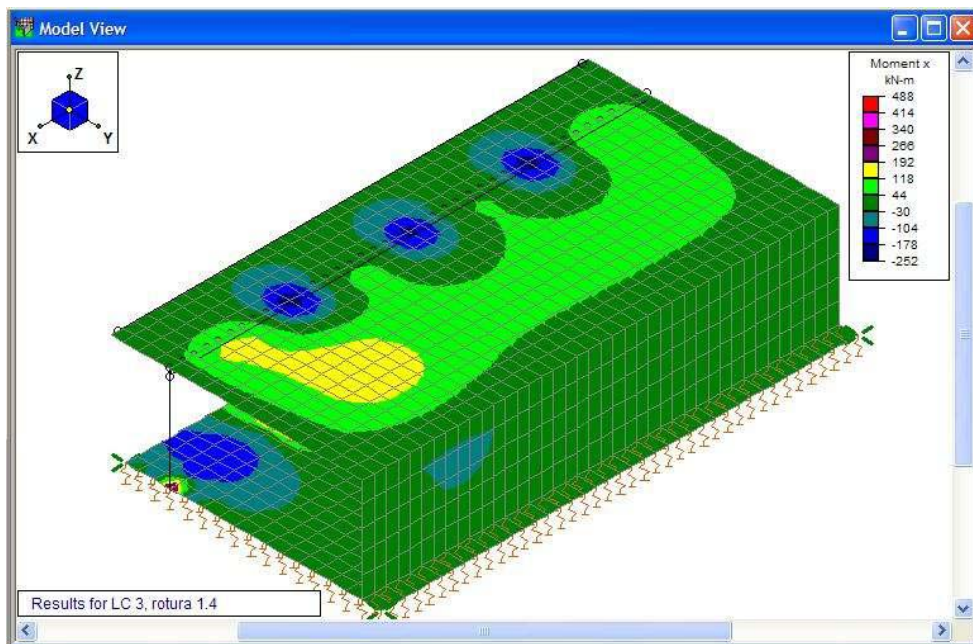


Figura 6: Momentos Longitudinales (M_{xx}) con camión en posición 1 (kN-m/m).

MOMENTOS MAYORADOS DE LA LOSA 1 MACIZA - CAMIÓN EN POSICIÓN 2

Los Transversales se pueden apreciar en la Figuras 7 y los Longitudinales en la Figura 8.

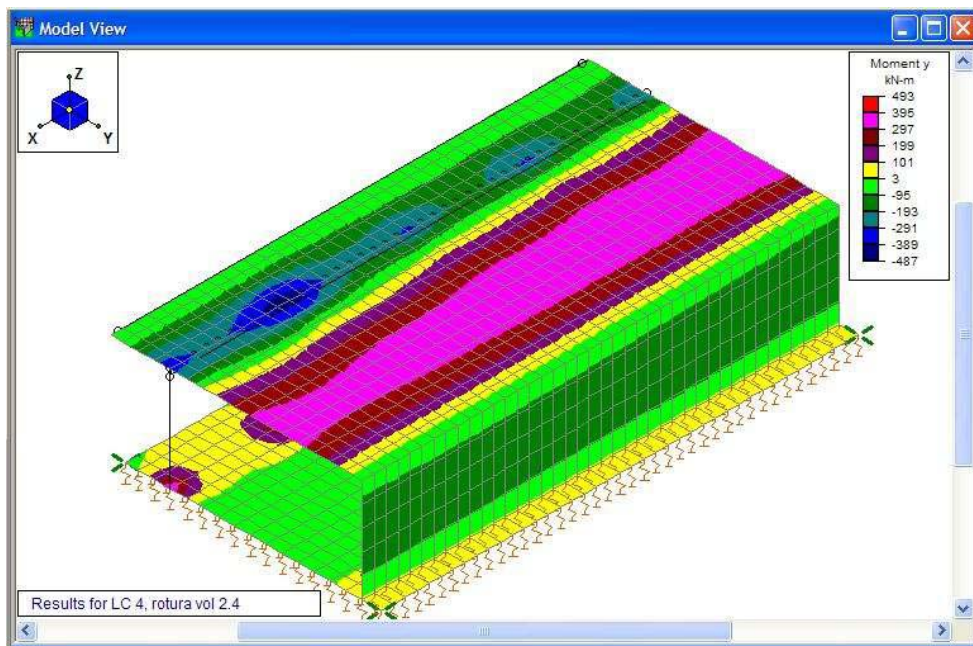


Figura 7: Momentos Transversales (M_{yy}) con camión en posición 2 (kN-m/m).

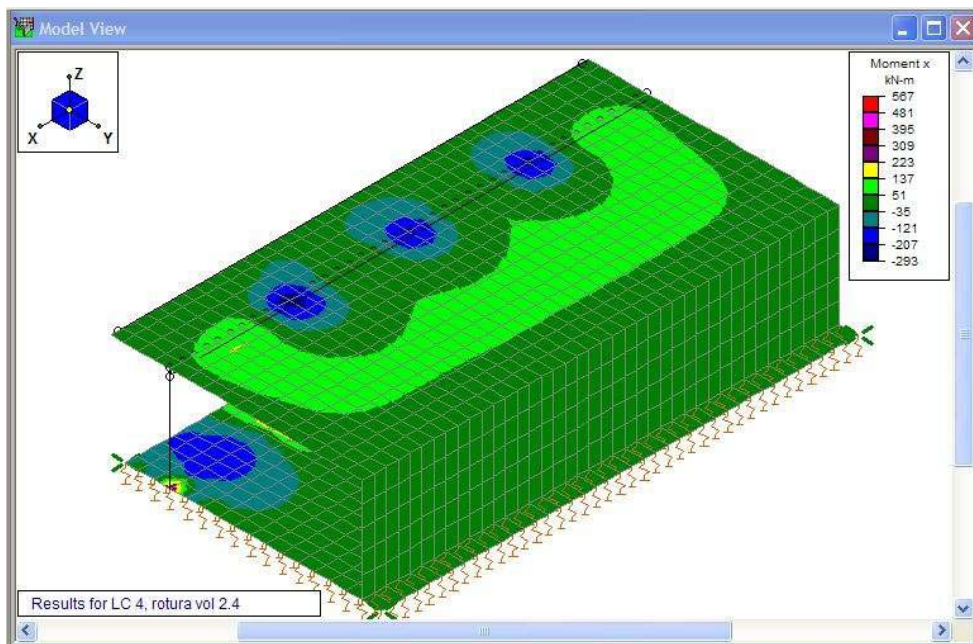


Figura 8: Momentos Longitudinales (M_{xx}) con camión en posición 2 (kN-m/m).

MOMENTOS MAYORADOS DE LA LOSA 2 ORTOTRÓPICA - CAMIÓN EN POSICIÓN 1

Los Transversales se pueden apreciar en la Figuras 9 y los Longitudinales en la Figura 10.

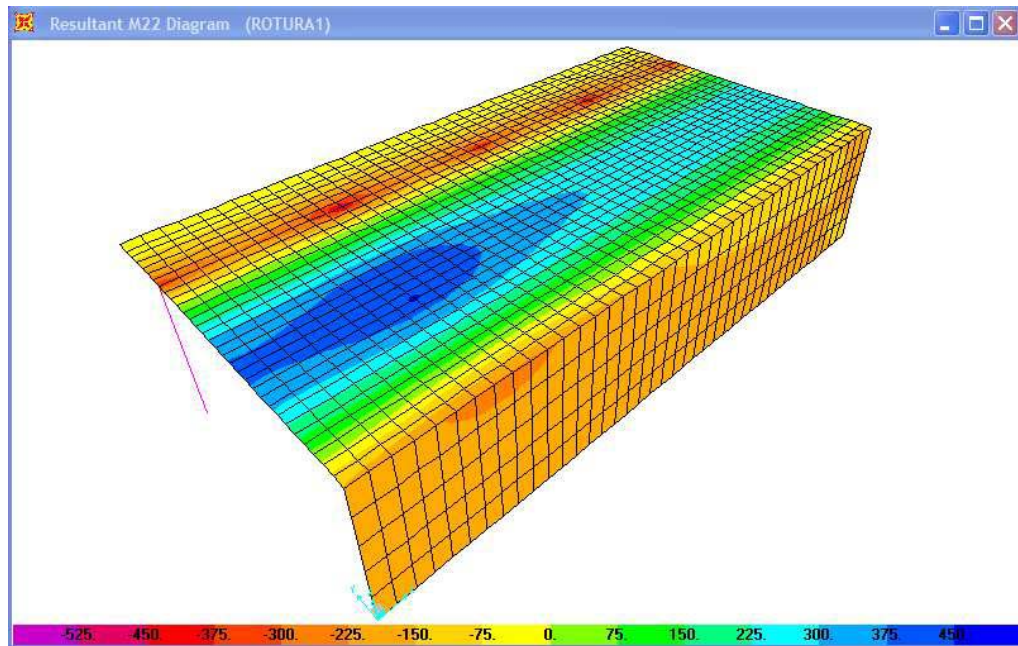


Figura 9: Momentos Transversales (M_{yy}) con camión en posición 1 (kN-m/m).

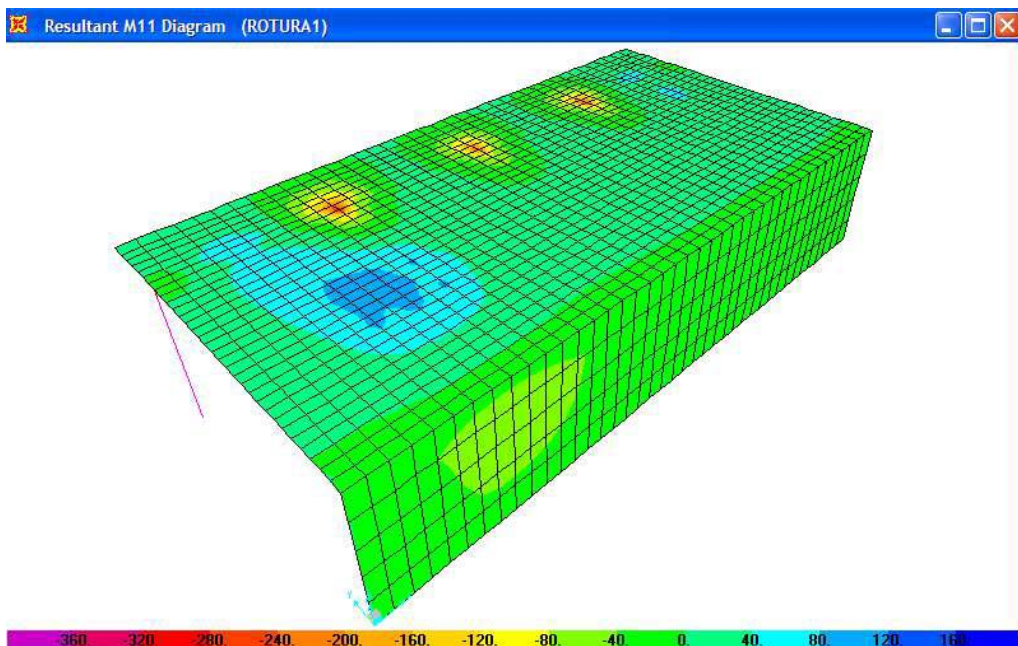


Figura 10: Momentos Longitudinales (M_{xx}) con camión en posición 1 (kN-m/m).

MOMENTOS MAYORADOS DE LA LOSA 2 ORTOTRÓPICA - CAMIÓN EN POSICIÓN 2

Los Transversales se pueden apreciar en la Figuras 11 y los Longitudinales en la Figura 12.

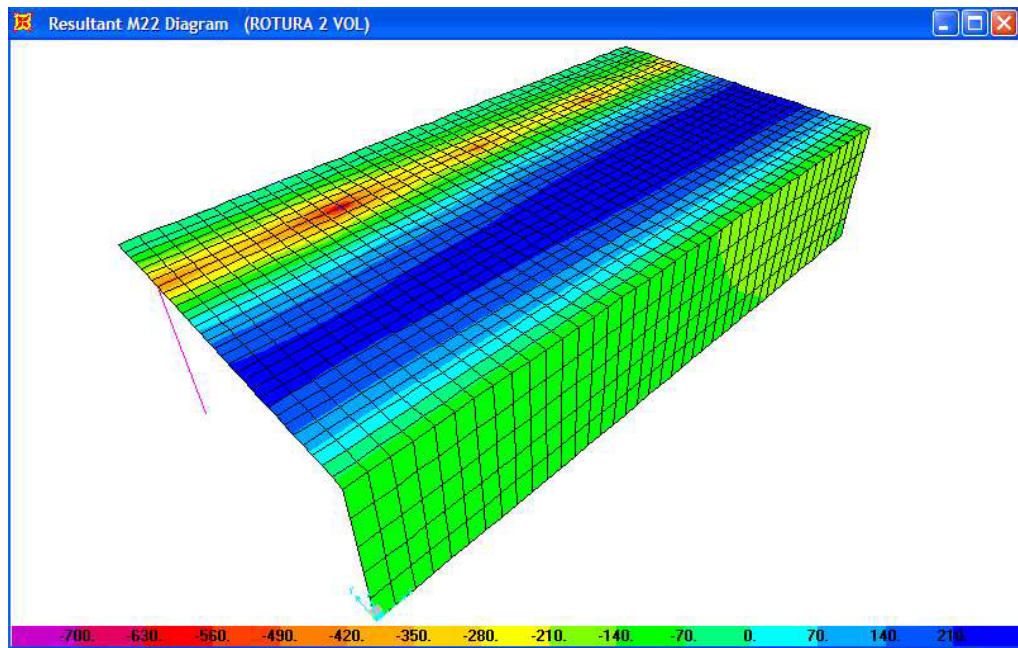


Figura 11: Momentos Transversales (M_{yy}) con camión en posición 2 (kN-m/m).

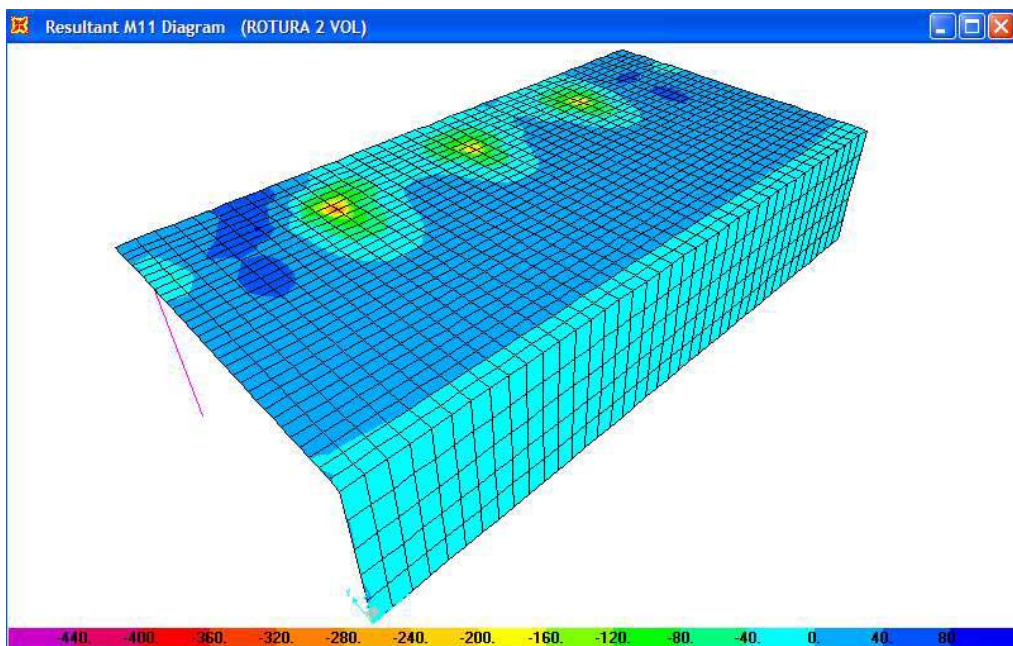


Figura 12: Momentos Longitudinales (M_{xx}) con camión en posición 2 (kN-m/m).

ESFUERZOS CORTANTES DE LA LOSA 1 MACIZA

Podemos ver los cortantes con camión en dos posiciones distintas (Figura 13 y Figura 14).

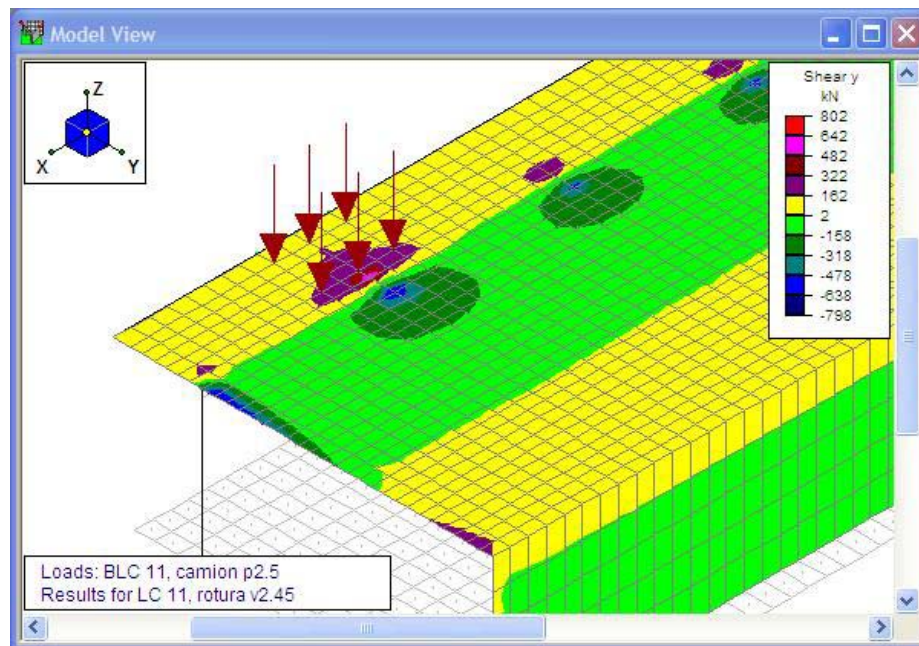


Figura 13: Diagrama de Cortantes Transversales con camión en el voladizo (kN).

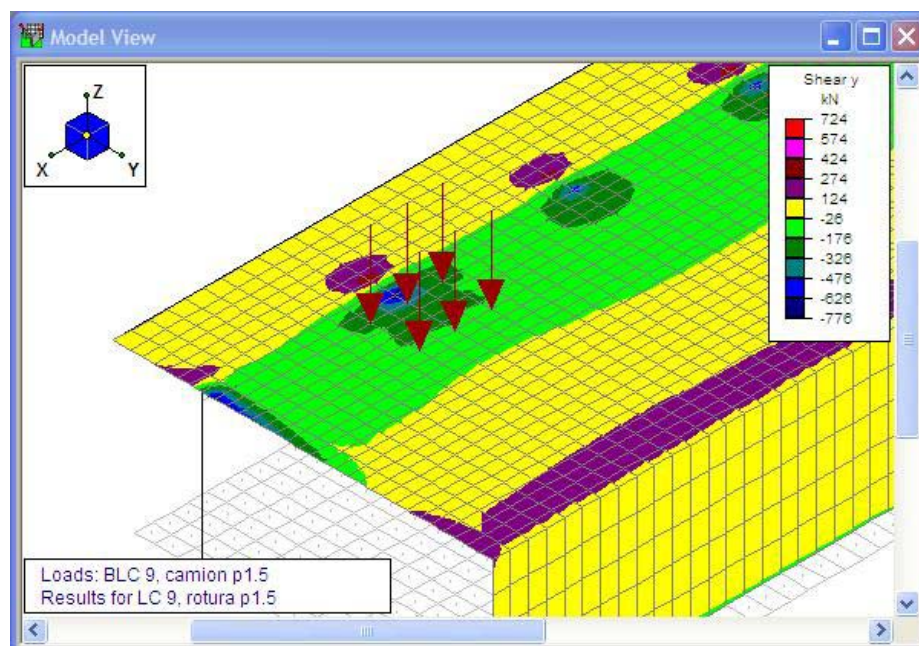


Figura 14: Diagrama de Cortantes Transversales con camión en el pórtico (kN).

ESFUERZOS CORTANTES DE LA LOSA 2 ORTOTRÓPICA

Podemos ver los cortantes con camión en dos posiciones distintas (Figura 15 y Figura 16).

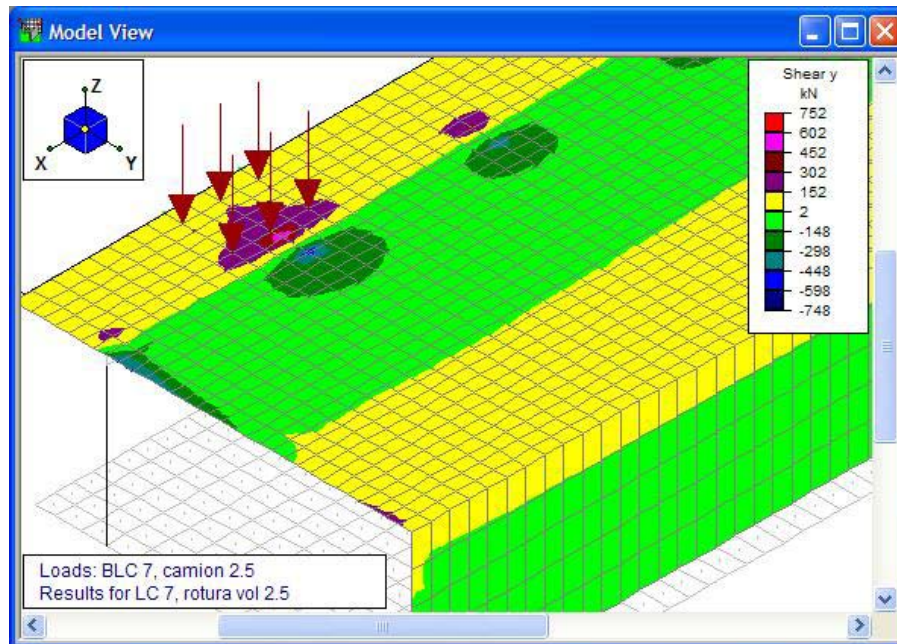


Figura 15: Diagrama de Cortantes Transversales con camión en el voladizo (kN).

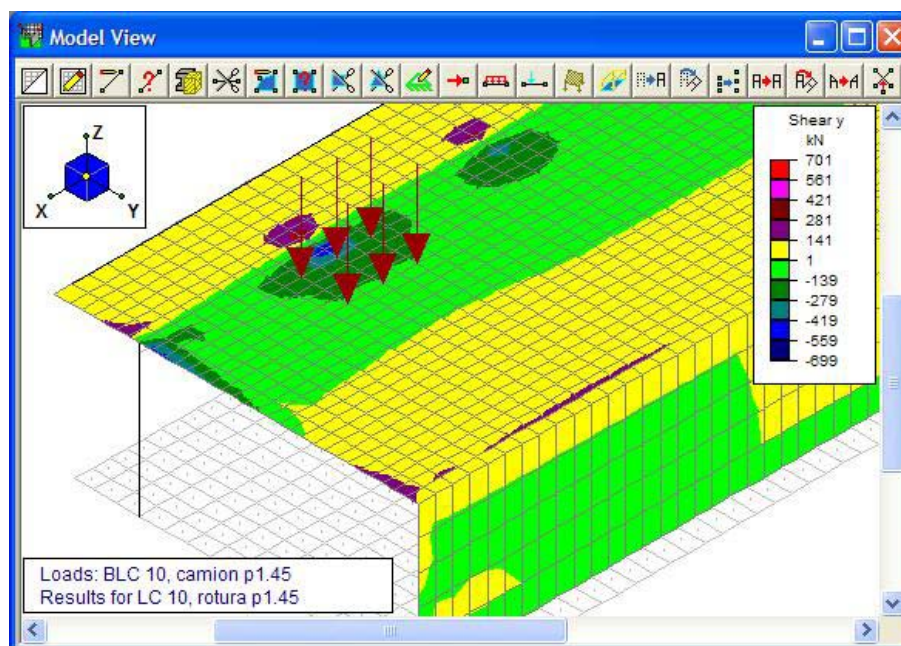


Figura 16: Diagrama de Cortantes Transversales con camión en el pórtico (kN).

A.7 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Podemos ver la deformación con camión en 2 posiciones distintas (Figura 17 y Figura 18).

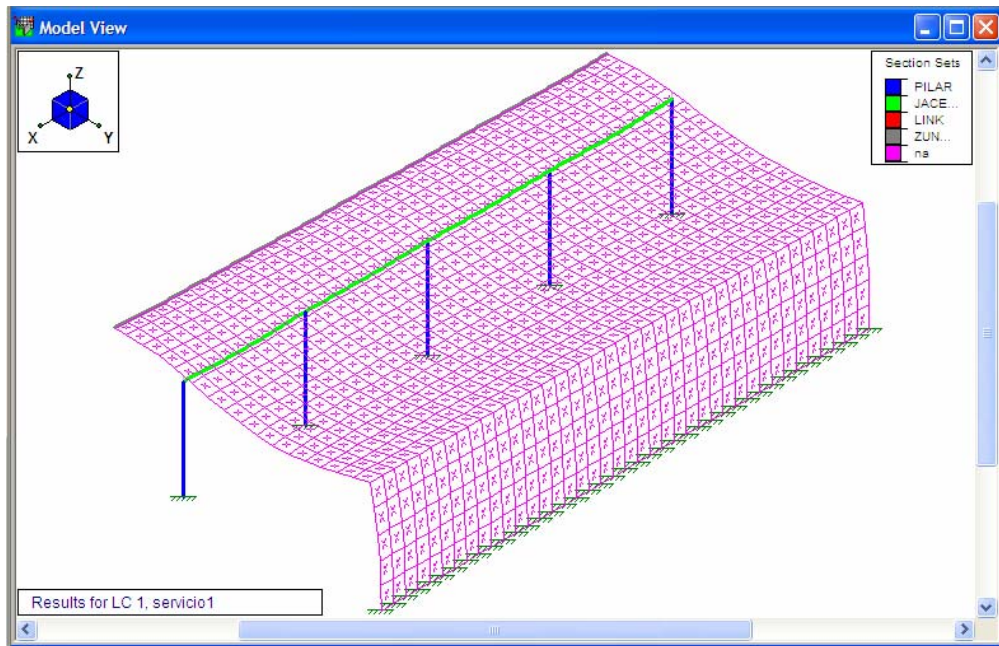


Figura 17: Diagrama de deformación con el camión en el centro del pórtico (pos. 2).

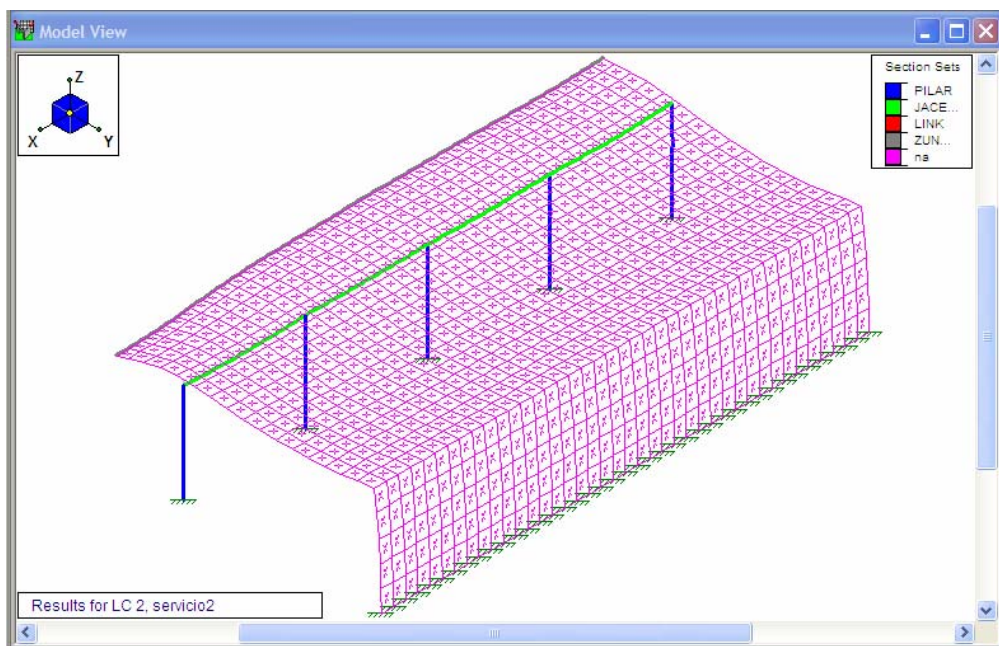


Figura 18: Diagrama de deformación con el camión en el voladizo (pos. 2).

Según el Artículo 50 de la Instrucción EHE, se ha de comprobar que la deformación vertical o flecha no supere unos valores máximos establecidos:

$$\begin{array}{lll} L_p / 500 \text{ en el pórtico} & 12100 / 500 = & 24,2 \text{ mm} \\ L_v / 400 \text{ en el voladizo.} & 3850 / 400 = & 9,6 \text{ mm} \end{array}$$

A.7.1 Losa 1 Maciza

En la Tabla 5 podemos ver un resumen de los valores máximos de la flecha obtenida en servicio en el pórtico y en el voladizo. En esta tabla tenemos los valores de la flecha debida a las cargas permanentes, la debida a las sobrecargas y la suma de las dos o flecha total.

	L (m)	Flecha total (mm)	Flecha c.p. (mm)	Flecha s/c (mm)
Pórtico	12.10	-7.9	-4.8	-3.1
Voladizo	3.85	-5.8	-1.5	-4.2

Tabla 5: Valores de flecha máximos para la Losa 1 obtenidos en servicio (sin mayorar)

Estos valores se han obtenido sin contar con que el hormigón está fisurado. Por lo tanto la Inercia es inferior ya que se ha de calcular con la sección de hormigón homogeneizada y afecta a aquellos elemento finitos donde el momento de cálculo es superior al momento de fisuración (ver capítulo A.8.1, E.L.U. Fisuración) y por lo tanto, la flecha es mayor.

De todas formas, la EHE establece el valor máximo de la relación L / h para eximirse de comprobar la flecha. Para una cuantía $\rho = 0,008$:

$$\begin{array}{lll} \text{Pórtico} & L / h \leq 20 & h = 65 \text{ cm} > 1210 / 20 \\ \text{Voladizo} & L / h \leq 8 & h = 50 \text{ cm} > 385 / 8 \end{array}$$

Y por lo tanto, no tenemos que hacer esta comprobación.

A.7.2 Losa 2 Ortotrópica

Idénticamente en la Tabla 6 podemos ver un resumen de los valores máximos de la flecha.

	L (m)	Flecha total (mm)	Flecha c.p. (mm)	Flecha s/c (mm)
Pórtico	12.10	-13.7	-6.9	-6.8
Voladizo	3.85	-6.5	-1.4	-5.1

Tabla 6: Valores de flecha máximos para la Losa 2 obtenidos en servicio (sin mayorar)

La flecha total diferida a tiempo infinito se calcula mediante la Ecuación 6.

$$f_{t\infty} = f_t + \varphi * f_{perm} \quad (\text{Eq. 6})$$

Donde φ es el coeficiente de fluencia y retracción cuyo valor, facilitado por el director del trabajo según un programa de cálculo propio, es de 1,5.

Como el hormigón no está fisurado, podemos utilizar, tal cual, los valores de la tabla en la ecuación y para el pórtico obtenemos que:

$$f_{t\infty} = 13,7 + 1,5 * 6,9 = 24,05 \text{ mm} < 24,2 \text{ mm.}$$

Por lo tanto queda demostrado que los valores máximos de flecha están por debajo de lo permitido. Como en la losa maciza, también en el voladizo estamos eximidos por la norma para hacer la comprobación de flecha.

Se ha de comentar que la flecha para la misma losa 2 pero en estado isotrópico, es decir contando con la contribución de la prelosa al canto en la dirección longitudinal, es del mismo orden que en estado ortotrópico. Su valor en el pórtico es -13.2, que como puede verse es ligeramente inferior al valor de la losa ortotrópica, aunque el valor obtenido para el momento longitudinal en estado isotrópico es superior al momento de fisuración y por tanto la flecha con el hormigón fisurado sería también superior.

A.7.3 Comprobación del apuntalamiento para las prelosas

Como se comentó en el apartado 3 de la memoria, las prelosas se colocan apoyadas en sus extremos sobre el muro y sobre la jácena respectivamente. Por una cuestión de tipo constructivo se ha de comprobar si las losas son capaces de soportar el peso del hormigón vertido “in situ” antes de que éste fragüe y forme un conjunto resistente junto al armado y las prelosas.

Las prelosas ya se han calculado (ver capítulo A.8 de este anexo) para que sistema constructivo resista todas las acciones ya descritas, pero se ha de comprobar que las flechas durante el proceso constructivo son inferiores a $L / 500$, siendo L la distancia entre apoyos.

Así, consideramos prelosa como una viga apoyada que ha de soportar su propio peso y el del Hormigón Armado ($24,5 \text{ kN} / \text{m}^2$). La flecha total instantánea máxima obtenida en servicio es de $945,6 \text{ mm}$, muy superior a $12100 / 500 = 24,2 \text{ mm}$.

Se comprueba la flecha con una torre de apuntalamiento tal como muestra la Figura 19. La torre tiene una anchura de 2 m y está situada en el centro del pórtico. Quedando 3 vanos de $4,9 \text{ m} - 2 \text{ m} - 4,9 \text{ m}$ respectivamente.

La flecha total instantánea máxima obtenida en servicio en el primer vano es de $16,18 \text{ mm}$, superior a $4900 / 500 = 9,8 \text{ mm}$.

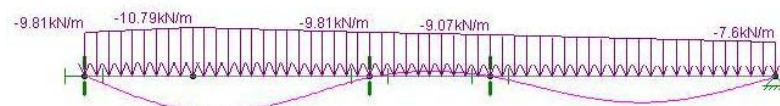


Figura 19: Diagrama de deformación de la losa con una torre de apuntalamiento.

Lo que, finalmente, implica el uso de 2 torres separadas $2,70 \text{ m}$. La flecha total máxima obtenida en servicio en el primer vano es de $5,2 \text{ mm}$, inferior a $2700 / 500 = 9,8 \text{ mm}$.

A.8 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (E.L.U.)

A.8.1 Losa 1 Maciza

E.L.U. de Flexocompresión

Las losas se han armado y verificado en base al criterio de franjas, considerando la losa dividida en franjas de sección rectangular en cada dirección, para su armado según los esfuerzos correspondientes soportados.

Para ello se ha utilizado el programa educacional Dominios (TFC de J.M. Pérez Basart dirigido por el Sr. Bozzo) para el cálculo de secciones de hormigón armado en estado límite de agotamiento con el método de los Dominios de deformación, de acuerdo con el Art. 42 de la Instrucción EHE..

Los datos con los que trabaja este programa son las dimensiones de la sección, las propiedades del hormigón y del acero y sus respectivos coeficientes de seguridad, el recubrimiento y la situación de las armaduras y finalmente el axil (Nd) y momento (Md), mayorados, que solicitan la sección.

El resultado del programa es el momento último (Mu) resistido por la sección que ha de ser mayor que el momento solicitado y el diagrama de interacción donde ver el dominio de deformación correspondiente.

Según Jiménez Montoya (et. al., 2001) en flexión simple o compuesta estamos entre el Dominio 2 y el Dominio 5. Por debajo del Dominio 3 (incluido) no hace falta armadura de compresión. En el Dominio 2 el estado último se alcanza por exceso de deformación plástica en la armadura de tracción y en el Dominio 3 el hormigón alcanza su agotamiento y la armadura de tracción tiene una tensión igual a su resistencia de cálculo f_{yd} (flexión perfecta).

Elección de armaduras:

Armadura mínima:

Según la EHE, la cuantía geométrica (área de acero por área de hormigón) mínima en losas vale 0,0018 por cada dirección, incluyendo la armadura superior e inferior. Así, se deduce que el área mínima de acero vale: $A_{smin} = 0,0018 * b * h$ (base * altura de la sección).

A continuación, en la Tabla 7 vemos los valores de armadura mínima obtenidos para cada franja rectangular de 1m de ancho en cada dirección.

Dirección	Pórtico (cm ²)	Voladizo (cm ²)
Transversal	11.7	9.0
Longitudinal	11.7	9.0

Tabla 7: Valores de armadura mínima para la Losa 1.

Armadura básica (Tabla 8):

Situación	Armadura	As (cm ² /m)
Pórtico superior transversal	1φ10 c/20	3.93
Pórtico superior longitudinal	1φ10 c/20	3.93
Pórtico inferior transversal	1φ20 c/20	15.71
Pórtico inferior longitudinal	1φ16 c/20	10.05
Voladizo superior transversal	1φ12 c/20	5.65
Voladizo superior longitudinal	1φ16 c/20	10.05
Voladizo inferior transversal	1φ8 c/20	2.51
Voladizo inferior longitudinal	1φ12 c/20	5.65

Tabla 8: Armadura básica de la losa 1.

Armadura de refuerzo (Tabla 9, sólo se necesitan refuerzos transversales):

Situación	Armadura	As total (cm ² /m)
Pórtico sobre el muro	1 ϕ 12 c/20	9.58
Pórtico en el centro	1 ϕ 20 c/10	47.12
Pórtico-Voladizo sobre jácena-pilar	1 ϕ 20 c/10	35.34
Pórtico-Voladizo sobre jácena entre pilares	1 ϕ 16 c/10	24.03

Tabla 9: Armadura de refuerzo transversal de la losa 1.

Comprobación con el programa Dominios de los refuerzos (Tabla 10):

Situación del esfuerzo	h (cm)	As total (cm ² /m)	Mu (kN-m)	Md (kN-m)
Pórtico sobre el muro (H. I)	65.00	9.58	-177.96	-161.21
Pórtico en el centro (H. I)	65.00	47.12	1129.24	567
Pórtico sobre jácena-pilar (H. II)	65.00	35.34	-880.96	-587.99
Voladizo sobre jácena-pilar (H. II)	50.00	33.93	-629.97	-587.99
Pórtico sobre jácena entre pilar (H. II)	65.00	24.03	-614.18	-420.43
Voladizo sobre jácena entre pilar (H. II)	50.00	22.62	-434.54	-420.43

Tabla 10: Comprobación con programa Dominios de la armadura de refuerzo de la Losa 1.

Los momentos de cálculo negativos requieren armadura superior, mientras que los positivos armadura inferior. Como se observa en la Tabla 10, el valor del momento último (Mu) que resiste cada sección es superior al valor del momento de cálculo (Md) correspondiente. En todas las situaciones estamos en el Dominio 2, excepto en la 4ª fila de la tabla, Voladizo sobre jácena-pilar (H. II), en que estamos en el Dominio 3, por lo tanto es suficiente con el uso de armadura de tracción.

En el voladizo, el canto de la sección es variable mientras que la sección de armadura es constante, por lo tanto, el momento último resistido también es variable y se ha tenido que comprobar que es superior al momento solicitado en todo el recorrido de cada franja, tanto transversal como longitudinal. A modo de ejemplo, véase la Tabla 18, donde puede observarse como varía el momento M_u en función del canto y como este momento es superior a M_d en todos los puntos de comprobación.

Como se ha visto en el capítulo 3 de la memoria, en el proceso constructivo de la estructura, se construye primero el muro y la jácena y después se apoyan las prelosas sobre éstos y se vierte el hormigón "in situ" para formar la losa. Se puede decir que la losa queda apoyada como un tablero sobre la jácena y empotrada en el muro. Por tanto, los momentos negativos a tener en cuenta sobre la jácena han de ser resultado de aplicar solamente las sobrecargas, ya que las cargas permanentes son soportadas ya por la jácena.

La armadura de refuerzo es necesaria allí donde la armadura básica no es suficiente para resistir los esfuerzos. Este punto se encuentra utilizando el diagrama de momentos decalados, donde cada valor se ha desplazado del lado de la seguridad una distancia o decalaje igual al canto (d) de la sección. En el documento Planos puede verse su situación y longitud de la armadura de refuerzo y su anclaje. La realización de los anclajes de las barras de hormigón, en lo que concierne a la forma, posición en la pieza y longitud de las barras ha de seguir las prescripciones del Artículo 66.5 de la EHE, tal como especifican el documento Pliego de Condiciones y el documento Planos. En prolongación recta, el valor de la longitud de las barras de refuerzo incluye la longitud neta de anclaje.

E.L.U. de Cortante

Según el Artículo 44 de la Instrucción EHE, una pieza está en buenas condiciones a cortante si se verifican dos condiciones:

$$(1) \quad V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$(2) \quad V_{rd} \leq V_{u2}$$

Con los significados siguientes:

V_{rd} Esfuerzo cortante reducido de cálculo.

V_{u1} E.L.U. Cortante por agotamiento por compresión oblicua del alma (bielas).

V_{u2} E.L.U. Cortante por agotamiento por tracción del alma.

El cortante se comprueba en una sección situada a una distancia d (canto útil) del borde del apoyo (no del eje del apoyo).

Normalmente las placas y losas son piezas sin armadura de cortante. En este caso sólo se ha de realizar la comprobación (2). Si no cumple dicha condición entonces será necesaria la armadura y tendrán que cumplirse las dos condiciones.

Para calcular V_{u1} se utiliza la Ecuación 7:

$$V_{u1} = 0,60 * f_{cd} * b * d * k * (\cotg \beta + \cotg \alpha) / (1 + (\cotg \beta)^2) \quad (\text{Eq. 7})$$

Siendo:

k Coeficiente que vale 1 cuando el axil no es significativo.

β Ángulo formado por las bielas que varía entre 27° y 63° ($0,5 \leq \cotg \beta \leq 2$).

α Ángulo de inclinación de la armadura de cortante (45° ó 90° normalmente).

f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón ($35 / 1,5 \text{ N} / \text{mm}^2$).

b Base de la sección rectangular de la pieza (mm).

d Canto útil de la sección rectangular de la pieza (mm).

Para calcular V_{u2} se utiliza la Ecuación 8:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (\text{Eq. 8})$$

Siendo:

V_{su} Contribución de la armadura transversal de cortante a V_{u2} .

V_{cu} Contribución del hormigón a V_{u2} .

Para calcular V_{cu} se utiliza la Ecuación 9:

$$V_{cu} = f_{cv} * b * d \quad (\text{Eq. 9})$$

Siendo:

f_{cv} Resistencia virtual a cortante del hormigón. $f_{cv} = 0,12 * \xi * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3}$
si no hay armadura de cortante ($V_{su} = 0$).

Si $V_{su} \neq 0$ entonces $f_{cv} = 0,10 * \xi * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3}$

f_{ck} Resistencia característica del hormigón (35 N / mm²).

ξ Coeficiente de engranamiento de áridos que vale $\xi = 1 + (200 / d[\text{mm}])^{1/2}$.

ρ_1 Cuantía geométrica de la armadura de tracción que vale $\rho_1 = A_s / (b * d)$.

A_s Cuantía de la armadura de tracción anclada una distancia $\geq d$ a partir del punto de comprobación de cortante.

Para calcular V_{su} se utiliza la Ecuación 10:

$$V_{su} = z * \text{sen } \alpha * (\text{cotg } \beta + \text{cotg } \alpha) * \Sigma (A_{\alpha} * f_{y\alpha}) \quad (\text{Eq. 10})$$

Siendo:

- z Brazo mecánico con valor aproximado $z = 0,9 * d$
- f_{yd_α} Límite elástico de cálculo del acero transversal (si el acero es de tipo B500S entonces , $f_{yd_\alpha} = 400 \text{ N/mm}^2$).
- A_α Área por unidad de longitud de viga de cada grupo de armaduras. $\Sigma A_\alpha = A_t/s_t$
- A_t Área total de estribos o cercos se parados una distancia s_t .

Elección de armaduras:

La armadura de cortante se compone de estribos verticales de diámetro 8 mm, que se distribuyen transversalmente cada 20 cm como indica la Tabla 11, y longitudinalmente a todo lo largo de la losa con la misma separación (150 estribos. en 30 m).

Situación del esfuerzo	Vd (kN)	Armadura de Cortante 1 ϕ 8 c/20
Pórtico: a 85 cm del eje del muro	197.85	6 estribos
Pórtico: a 95 cm del eje de la jácena	359.03	7 estribos
Voladizo: a 80 cm del eje de la jácena	314.04	5 estribos

Tabla 11: Valores de los esfuerzos cortantes de cálculo de la losa 1 Maciza.

El cortante varía según la situación del camión del MOPU, éste puede situarse a partir de 0,80 m del extremo exterior del voladizo hasta una distancia de 5,45 m del eje del muro. Para la comprobación se han considerado las posiciones más desfavorables del vehículo: que pueden verse en las figuras 13 y 14.

Comprobación de E.L.U. por Cortante en el voladizo:

Para realizar la comprobación se utiliza el esfuerzo cortante *reducido* de cálculo, que en un voladizo de sección variable, según Jiménez Montoya (et. al., 2001), se calcula con la Ecuación 11.

$$V_{rd} = V_d - M_d / (d * \operatorname{tg} \theta) \quad (\text{Eq. 11})$$

siendo θ el ángulo que forma la armadura de compresión con la horizontal, ($\theta = 3,2^\circ$).

En el punto de comprobación situado a 80 cm del eje de la jácena, el canto vale 42,9 cm, y el cortante y el momento de cálculo valen respectivamente:

$$V_d = 314,04 \text{ kN.}$$

$$M_d = 287,67 \text{ kN-m}$$

Por lo tanto, introduciendo los valores de cálculo en la Ecuación 11, tenemos que:

$$V_{rd} = 314,04 \text{ kN} - 287,67 \text{ kN-m} / (42,9 \text{ cm} * \operatorname{tg} 3,2) * 100 \text{ (cm / m)} = (314,04 - 37,49) \text{ kN}$$

Con lo que $V_{rd} = 276,55 \text{ kN}$

Para comprobar si es necesaria la armadura de cortante utilizamos la Ecuación 9 para calcular V_{cu} . En la Tabla 12 vemos que en el voladizo, en el punto de comprobación, f_{cv} ($V_{su} = 0$) = 0,61. Por lo tanto, para una franja de 1m de ancho, tenemos que:

$$V_{cu} = 0,61 \text{ N / mm}^2 * 1000 \text{ mm} * 429 \text{ mm} / 1000 \text{ (kN/N)} = 261,69 \text{ kN}$$

Como vemos, $V_{cu} < V_{rd}$, lo cual quiere decir que es necesaria la armadura.

Si tenemos armadura, hay que utilizar f_{cv} ($V_{su} \neq 0$) = 0,51, valor obtenido de la misma tabla, y recalculamos V_{cu} . Así, con armadura, $V_{cu} = 217,62 \text{ kN}$.

Para poder cumplir la condición (2), $V_{rd} \leq (V_{su} + V_{cu})$. Entonces el valor mínimo de armadura ha de ser tal que $V_{su} > V_{rd} - V_{cu} = 276,55 - 217,62 = 58,93 \text{ kN}$.

Situación	h (cm)	d (cm)	As (cm ²)	ρ_1	ξ	f _{cv} (V _{su} =0) (N/mm ²)	f _{cv} (V _{su} ≠0) (N/mm ²)
Pórtico-Muro	65.00	60.90	9.58	0.001	1.57	0.33	0.27
Pórtico-Jácena	65.00	60.50	35.34	0.005	1.57	0.50	0.42
Voladizo-Jácena	47.42	42.92	37.07	0.008	1.68	0.61	0.51

Tabla 12: Valores de la resistencia virtual a cortante del hormigón en la losa 1 Maciza.

Para comprobar si se cumple la condición (1), $V_{rd} \leq V_{u1}$, calculamos V_{u1} con la Ecuación 7. Como $k = 1$, β (bielas) = 45° y α (estribos) = 90° la ecuación queda:

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b * d$$

Introduciendo los valores de cálculo, vemos que:

$$V_{u1} = 0,30 * 35 \text{ N/mm}^2 / 1,5 * 1000 \text{ mm} * 429 \text{ mm} / 1000 \text{ (kN/N)} = 3003,00 \text{ kN}$$

Como $V_{rd} = 276,55 \text{ kN}$, vemos que cumplimos sobradamente con la condición (1).

Según la Instrucción EHE, como $V_{rd} \leq 1/5 V_{u1}$, entonces la separación entre estribos tiene que valer como mucho el valor mínimo entre $0,8 d$ (343,2 mm) y 300mm.

Ahora, con la Ecuación 10, calculamos V_{su} . Con $k = 1$, $\beta = 45^\circ$ y $\alpha = 90^\circ$ ésta queda así:

$$V_{su} = 0,9 * d * A_t / s_t * f_{yd}$$

Con estribos de $\phi 8 \text{ mm}$ (2,51 cm²) cada 200 mm, con los valores de cálculo tenemos que:

$$V_{su} = 0,9 * 429 \text{ mm} * 251 \text{ mm}^2 / 200 \text{ mm} * 400 \text{ N/mm}^2 / 1000 \text{ (kN/N)} = 193,82 \text{ kN}$$

Comprobamos que $193,83 \text{ kN} > 58,93 \text{ kN}$, valor mínimo que necesitábamos, con lo que cumplimos la condición (2).

En el voladizo, conforme nos acercamos al extremo, se reduce el valor de la sección y también el valor del cortante. Se han de colocar estribos hasta que la contribución del hormigón a la resistencia a cortante es superior al esfuerzo cortante reducido de cálculo (V_{rd}). Así se ha comprobado y se han colocado 5 estribos cada 20 cm, que abarcan una distancia de 1m de voladizo a partir del borde de la jácena.

Comprobación de E.L.U. por Cortante en el pórtico:

Los puntos de comprobación se sitúan a 95 cm del eje de la jácena, donde el canto vale 60,5 cm y el cortante $V_{rd} = V_d = 359,03$ kN, y a 85 cm del eje del muro, donde el canto vale 60,9 cm y el cortante $V_{rd} = V_d = 197,85$ kN.

En la Tabla 13 tenemos los valores de comprobación de cortante, calculados a partir de las ecuaciones anteriores de forma idéntica a como se ha hecho en el voladizo.

(kN)	V_d	V_c (1) ($V_{su}=0$)	V_c (2) ($V_{su}\neq 0$)	V_s	V_{u1}	$V_{u2} =$ $V_c(2)+V_s$
Pórtico-Muro	197.85	198.65	-	-	-	-
Pórtico-Jácena	359.03	305.28	254.40	273.70	4235.00	528.09

Tabla 13: Valores de comprobación a cortante (kN) en el pórtico de la losa 1 Maciza.

Podemos ver que, en el pórtico, junto al muro $V_c (V_{su} = 0) > V_{rd}$ y no es necesario reforzar con armadura de cortante. Sin embargo, por un tema constructivo de anclaje, para que la unión del muro y la losa sea lo bastante rígida para considerarse un empotramiento, se ha optado por colocar 6 estribos de $\phi 8$ mm cada 20 cm.

En cambio, junto a la jácena, como $V_c (V_{su} = 0) < V_{rd}$ si es necesaria la armadura de cortante. Con 7 estribos cada 20 cm, que abarcan una distancia de 1,40 m de voladizo a partir del borde de la jácena, quedan satisfechas las dos condiciones necesarias para cumplir con la normativa: $V_{u1} \geq V_{rd}$, $V_{u2} \geq V_{rd}$.

E.L.U. Fisuración

Momento de fisuración

$$M_f = 1/6 * f_{ct} * b * h^2 \quad (\text{Eq. 12})$$

Para el hormigón H-35, $f_{ct}(H-35) = 3,96 \text{ N / mm}^2$

Con la Ecuación 12, podemos comprobar que el momento de fisuración en el centro del pórtico para una franja de 1m de ancho y canto $h = 65 \text{ cm}$ vale $278,77 \text{ kN-m}$.

Por tanto, allí donde el momento sea superior a M_f , el hormigón fisura y según el Artículo 49 de la Instrucción EHE, se ha de comprobar que el ancho de fisura no supera el máximo permitido. Esto sucede en la dirección transversal, en el centro del pórtico y en el voladizo sobre la jácena.

Según las condiciones ambientales de la estructura, de tipo IIa, el valor de abertura máximo permitido por la norma es $w_{\max} = 0,3 \text{ mm}$.

La abertura característica previsible de fisura de la losa se define por la Ecuación 13. En buenas condiciones de fisuración la abertura característica, w_k , ha de ser inferior a w_{\max} .

$$w_k = 1,7 * s_m * \epsilon_{sm} \quad (\text{Eq. 13})$$

Con los significados siguientes:

s_m separación media de fisuras (mm). Se calcula con la Ecuación 14.

ϵ_{sm} alargamiento medio de las fisuras. Se calcula con la Ecuación 15.

$$s_m = 2 * c + 0,2 * s_o + 0,05 * \phi / \rho \quad (\text{Eq. 14})$$

Siendo:

c recubrimiento de las armaduras de tracción (mm).

- s_o distancia entre las barras.
- ϕ diámetro de la barra más gruesa o diámetro equivalente de un grupo de barras.
- ρ cuantía de las barras en el acera eficaz de hormigón que las envuelve ($A_s / (b * 1/4 * h)$).

$$\epsilon_{sm} = M_d / (0,8 * d * A_s * E_s) * (1 - 0,5 * (M_f/M_d)^2) \quad (\text{Eq. 15})$$

Siendo:

- M_d Momento mayorado de cálculo.
- E_s Módulo de elasticidad del acero ($2,1 * 10^5 \text{ N/mm}^2$).

Comprobación de E.L.U. por Fisuración en el pórtico:

En el centro del pórtico tenemos un momento transversal M_d (567 kN-m) > M_f (278,77 kN-m). Por lo tanto el hormigón fisura. La armadura de tracción es $1\phi_{20} \text{ c}/20 + 1\phi_{20} \text{ c}/10$ con un área total de acero $A_s = 4712 \text{ mm}^2$.

El diámetro máximo es el valor equivalente al área de dos barras de 20 mm, $\phi = 28,28 \text{ mm}$. La distancia entre las barras o grupos de barras, vale $s_o = 100 \text{ mm}$. El recubrimiento vale $c = 35 \text{ mm}$. El canto vale $h = 650 \text{ mm}$ y el ancho de franja vale $b = 1000 \text{ mm}$. El canto efectivo de hormigón vale $d = 650 - 35 - 20 / 2 = 605 \text{ mm}$.

Introduciendo estos valores en la Ecuación 14, tenemos:

$$s_m = 2 * 35 \text{ mm} + 0,2 * 100 \text{ mm} + 0,05 * 28,28 \text{ mm} / (4712 \text{ mm}^2 / (1000 * 162,5) \text{ mm}^2) = 183,15 \text{ mm}.$$

$$\epsilon_{sm} = 567 * 10^6 \text{ N-mm} / (0,8 * 605 \text{ mm} * 4712 \text{ mm}^2 * 2,1 * 10^5 \text{ N/mm}^2) * (1 - 0,5 * (278,77 \text{ kN-m} / 567 \text{ kN-m})^2) = 1,04 * 10^{-3}.$$

por lo tanto, con la Ecuación 13 obtenemos:

$w_k = 1,7 * 183,15 \text{ mm} * 1,04 * 10^{-3} = 0,25 \text{ mm} < w_{\max}$ y por lo tanto podemos decir que estamos en buenas condiciones de fisuración.

Comprobación de E.L.U. por Fisuración en el voladizo:

En el voladizo, el momento máximo de cálculo (negativo) vale $M_d = 588 \text{ kN-m}$ y comprobamos que también fisura. La armadura de tracción es $1\phi 12 \text{ c}/20 + 1\phi 20 \text{ c}/10$ con un área total de acero $A_s = 3707,5 \text{ mm}^2$.

El diámetro máximo es el valor equivalente al área de una barra de 12 mm más otra de de 20 mm, $\phi = 23,30 \text{ mm}$. La distancia entre las barras o grupos de barras, vale $s_o = 100 \text{ mm}$. El recubrimiento vale $c = 35 \text{ mm}$. El canto vale $h = 650 \text{ mm}$ y el ancho de franja vale $b = 1000 \text{ mm}$. El canto efectivo de hormigón vale $d = 650 - 35 - 20 / 2 = 605 \text{ mm}$.

Introduciendo estos valores en la Ecuación 14, tenemos:

$$s_m = 2 * 35 \text{ mm} + 0,2 * 100 \text{ mm} + 0,05 * 23,30 \text{ mm} / (3707,5 \text{ mm}^2 / (1000 * 162,5) \text{ mm}^2) = 140,65 \text{ mm}.$$

$$\epsilon_{sm} = 588 * 10^6 \text{ N-mm} / (0,8 * 605 \text{ mm} * 3707,5 \text{ mm}^2 * 2,1 * 10^5 \text{ N/mm}^2) * (1 - 0,5 * (278,77 \text{ kN-m} / 588 \text{ kN-m})^2) = 1,41 * 10^{-3}.$$

por lo tanto, con la Ecuación 13 obtenemos:

$w_k = 1,7 * 140,65 \text{ mm} * 1,41 * 10^{-3} = 0,31 \text{ mm} \approx w_{\max}$ y por lo tanto podemos decir que estamos en buenas condiciones de fisuración.

A.8.2 Losa 2 Ortotrópica

E.L.U. de Flexocompresión

Armadura mínima:

Como ya hemos visto, el área mínima de acero vale $A_{smin} = 0,0018 * b * h$. A continuación, en la Tabla 14 vemos los valores obtenidos para cada franja rectangular de 1m de ancho en cada dirección.

Dirección	Pórtico (cm ²)	Voladizo (cm ²)
Transversal	7.8	9.0
Longitudinal	7.8	9.0

Tabla 14: Valores de armadura mínima para la Losa 2.

Armadura básica (Tabla15):

Situación	Armadura	As (cm ² /m)
Pórtico Superior Transversal	1φ 8c/20	2.51
Pórtico Superior Longitudinal	1φ 10c/20	3.93
Pórtico Inferior Transversal	(prelosa)-	7.00
Pórtico Inferior Longitudinal	1φ 10c/20	3.93
Voladizo Superior Trasversal	1φ 12c/20	5.65
Voladizo Superior Longitudinal	1φ 16c/20	10.05
Voladizo Inferior Trasversal	1φ 8c/20	2.51
Voladizo Inferior Longitudinal	1φ 12c/20	5.65

Tabla 15: Armadura básica de la losa 2.

Armadura de refuerzo (Tabla 16):

Situación	Armadura	As total (cm ² /m)
	Refuerzo transversal	
Pórtico sobre el muro	1 ϕ 20c/20	18.22
Pórtico - Voladizo sobre jácena-pilar	1 ϕ 20c/10	33.93
Pórtico - Voladizo sobre jácena entre pilar	1 ϕ 16c/10	22.62
	Refuerzo longitudinal	
Pórtico centro	1 ϕ 16c/40	8.95

Tabla 16: Armadura de refuerzo de la losa 2.

Comprobación con el programa Dominios de los refuerzos (Tabla 17):

Situación del esfuerzo	h (cm)	As total (cm ² /m)	Mu (kN-m)	Md (kN-m)
	Refuerzo Transversal			
Pórtico sobre el muro (H. I)	41.00	18.22	-277.34	-234.03
Pórtico-Voladizo sobre jácena-pilar (H. II)	50.00	33.93	-629.97	-520.79
Pórtico-Vol. sobre jácena entre pilar (H. II)	50.00	22.62	-434.54	-411.21
	Refuerzo Longitudinal			
Pórtico (long.) en el centro (H. I)	(48 - 10)	8.95	129.54	97

Tabla 17: Comprobación con programa Dominios de la armadura de refuerzo de la Losa 2.

Como se observa en la Tabla 17, el valor del momento último (Mu) que resiste cada sección es superior al valor del momento de cálculo (Md) correspondiente. En todas las situaciones estamos en el Dominio 2, por lo tanto es suficiente con el uso de armadura de tracción.

En el pórtico, el canto de la sección es variable mientras que la sección de armadura es constante, por lo tanto, el momento último resistido también es variable y se ha tenido que comprobar que es superior al momento solicitado en todo el recorrido de cada franja, tanto transversal como longitudinal. A modo de ejemplo, véase la Tabla 18, donde puede observarse como varía el momento M_u en función del canto y como este momento es superior a M_d en todos los puntos de comprobación.

Idénticamente a losa 1, a causa del proceso constructivo, se puede decir que la losa 2 queda apoyada como un tablero sobre la jácena y empotrada en el muro. Por tanto, los momentos negativos a tener en cuenta sobre la jácena han de ser resultado de aplicar solamente las sobrecargas, ya que las cargas permanentes son soportadas ya por la jácena.

Se ha de comentar que, como puede observarse en la Tabla 3, para la misma losa 2 pero en estado isotrópico, es decir contando con la contribución de la prelosa al canto en la dirección longitudinal, los momentos transversales en el pórtico son del mismo orden que en estado ortotrópico mientras que los momentos longitudinales, tanto negativos como positivos, son ligeramente inferiores.

En el documento Planos puede verse la situación y longitud de la armadura de refuerzo y su anclaje. La realización de los anclajes de las barras de hormigón, en lo que concierne a la forma, posición en la pieza y longitud de las barras ha de seguir las prescripciones del Artículo 66.5 de la EHE, tal como especifican el documento Pliego de Condiciones y el documento Planos. En prolongación recta, el valor de la longitud de las barras de refuerzo incluye la longitud neta de anclaje.

Cálculo de la prelosa:

Armadura activa necesaria:

Como ya es sabido, nuestra losa ortotrópica es un sistema estructural compuesto de prelosas prefabricadas pretensadas y de una losa superior "in situ" de hormigón armado.

Las prelosas tienen sección rectangular (2,5m x 0,1m). Los cables o barras de la armadura activa tienen un diámetro de 13 mm (0,5 ") con un recubrimiento de 35 mm. Por lo tanto, la excentricidad e de la prelosa (distancia de la armadura activa al centro de gravedad de la sección de prelosa) vale 0,85 cm.

Para el cálculo de la prelosa contaremos que la sección total es toda de hormigón H-35 . ($f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$, $E = 29779 \text{ N / mm}^2$). La armadura activa es de acero Y1860 C ($f_{yk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$). Para el cálculo, contaremos con una sección de 1m de ancho de canto variable, que es el canto total, incluyendo la prelosa más la capa superior.

La armadura mínima necesaria de la prelosa, calculada con el programa Dominios, de acuerdo a lo dictado en la EHE, para una franja de prelosa de ancho 1 m es $A_s = 7 \text{ cm}^2$. El canto de la sección es variable mientras que la sección de armadura es constante, por lo tanto, el momento último resistido (M_u) también es variable y se ha comprobado que es superior al momento solicitado mayorado (M_d) en todo el recorrido transversal de la franja. En la Tabla 18 puede verse la comprobación de la zona más crítica, en el centro del pórtico.

Dist. al muro (m)	h eq. (cm)	A_s (cm ² /m)	M_u (kN-m)	M_d (kN-m)
6.55	49.20	7.00	467.73	434.90
6.05	48.57	7.00	460.78	436.30
5.55	47.95	7.00	453.83	442.50
5.05	47.32	7.00	446.88	446.50

Tabla 18: Valores de los momentos transversales en el centro del pórtico de la losa 2.

Por lo tanto, cada losa de ancho 2,5 m tiene una sección de armadura activa de 17,5 cm².

Fuerza de pretensado necesaria:

Como ya se ha dicho, una de las ventajas de las losas ortotrópicas es su mayor durabilidad, ya que la solución pretensada permite evitar la fisuración del hormigón.

La fuerza de pretensado ha de ser suficiente para evitar la fisuración, en servicio, del hormigón. La condición que ha de cumplir el pretensado para evitar la fisuración del hormigón es:

$$\sigma_T \leq 0,7 * \sigma_{ip} \quad (\text{Eq. 16})$$

Donde σ_T es la tensión que sufre la sección rectangular total ($b \times h_T$), expresada como sigue:

$$\sigma_T = 6 * Ms / (b * h_T^2) \quad (\text{Eq. 17})$$

Y σ_{ip} es la tensión inferior de la prelosa de sección rectangular ($b \times h_p$):

$$\sigma_{ip} = F_p / (b * h_p) + 6 * F_p * e / (b * h_p^2) \quad (\text{Eq. 18})$$

Con los significados siguientes:

M_s	Momento en servicio que solicita la sección total.
e	excentricidad de la prelosa (0,85 cm)
F_p	Fuerza de pretensado que ha de ser inferior a $0,70 * F_{pu}$
F_{pu}	Fuerza límite de agotamiento del acero activo ($F_{pu} = A_p * f_{yk}$)
A_p	área de la armadura activa (pretensada)
f_{yk}	Límite elástico del acero activo (1860 N/mm ²)

El coeficiente 0,7 de la Ecuación 16 sirve para descontar un 30% de pérdidas totales (instantáneas más diferidas a tiempo infinito).

Contando que $A_p = 7 \text{ cm}^2$, obtenemos la fuerza de pretensado para la prelosa:

$$F_p = 0,70 * 7 \text{ cm}^2 * 1,86 \text{ kN/mm}^2 * 100 \text{ (mm}^2/\text{cm}^2) = 2278,5 \text{ kN}$$

991,4 kN por cada metro de prelosa.

La situación más crítica se da en un punto central del pórtico a 5,05 m del muro, donde el canto (h_T) vale 47.32 cm y el momento en servicio (M_s) vale 312,5 kN-m.

Mediante las ecuaciones 17 y 18, para una franja o sección de 100 cm de ancho (b) obtenemos los valores de σ_T y σ_{ip} .

$$\sigma_T = 6 * 312,5 \text{ kN-m} / 100 \text{ cm} * 47,32^2 \text{ cm}^2 * 10^4 \text{ (N/mm}^2 * \text{cm}^3/\text{kN-m)} = 8,45 \text{ N} / \text{mm}^2.$$

$$\sigma_{ip} = 2278,5 \text{ (kN)} / (100 \text{ cm} * 10 \text{ cm}) + 6 * 2278,5 \text{ (kN)} * 0,85 \text{ cm} / (100 \text{ cm} * 10^2 \text{ cm}^2) * 10 \text{ (N/mm}^2 * \text{cm}^2/\text{kN)} = 13,64 \text{ N} / \text{mm}^2.$$

Comprobando que $0,7 * \sigma_{ip} = 9,55 \text{ N} / \text{mm}^2$ y que por tanto se cumple la condición de la Ecuación 16, $\sigma_T < = 0,7 * \sigma_{ip}$, y la fuerza de pretensado es suficiente para evitar la fisuración del hormigón.

E.L.U. de Cortante

Igual que se hizo en el apartado A.8.1 con la Losa Maciza correspondiente al modelo 1, se ha de verificar si se cumplen las condiciones del Artículo 44 de la Instrucción EHE.

Elección de armaduras:

La armadura de cortante se compone de estribos de diámetro 8 mm, que se distribuyen transversalmente como indica la Tabla 19, y longitudinalmente a todo lo largo de la losa con la misma separación de estribos (150 e. en 30 m).

Situación del esfuerzo	Vd (kN)	Armadura de Cortante 1 ϕ 8 c/20
Pórtico: a 67 cm del eje del muro	174.00	6 estribos
Pórtico: a 80 cm del eje de la jácena	347.42	6 estribos
Voladizo: a 80 cm del eje de la jácena	314.04	5 estribos

Tabla 19: Valores de los esfuerzos cortantes de cálculo de la losa 2 Ortotrópica. .

Para el cálculo de esfuerzos cortantes la losa 2 se comporta de manera isotrópica ya que longitudinalmente las prelosas ayudan a soportar dichos esfuerzos y máxime si tenemos en cuenta que el hormigón y acero que las constituyen es de mayor resistencia y que, además, sus celosías de conexión también contribuyen a soportarlos.

Como el voladizo es idéntico, con los mismos esfuerzos y las mismas armaduras, su comprobación ha quedado reflejada en apartado A.8.1.

Comprobación de E.L.U. por Cortante en el pórtico:

Los puntos de comprobación se sitúan a 80 cm del eje de la jácena, donde el canto vale 46.77 cm y el cortante $V_{rd} = V_d = 347,42$ kN, y a 67 cm del eje del muro, donde el canto vale 37.56 cm y el cortante $V_{rd} = V_d = 174,00$ kN.

En la Tabla 20 podemos ver los valores de la resistencia virtual a cortante del hormigón (f_{cv}) en la losa 2 en los puntos de comprobación según la armadura de cortante.

Situación	h (cm)	d (cm)	As (cm ²)	ρ_1	ξ	f_{cv} ($V_{su}=0$) (kN/mm ²)	f_{cv} ($V_{su}\neq 0$) (kN/mm ²)
Pórtico-Muro	42.06	37.56	18.22	0.004	1.73	0.51	0.43
Pórtico-Jácena	51.27	46.77	33.93	0.007	1.65	0.57	0.47

Tabla 20: Valores de la resistencia virtual a cortante del hormigón en la losa 2 Ortotrópica.

En la Tabla 21 tenemos los valores de comprobación de cortante, calculados a partir de las ecuaciones anteriores de forma idéntica a como se ha hecho en el voladizo.

(kN)	Vd	Vc (1) ($V_{su}=0$)	Vc (2) ($V_{su}\neq 0$)	Vs	Vu1	Vu2 = Vc(2)+Vs
Pórtico-Muro	174.00	192.96	-	-	-	-
Pórtico-Jácena	347.42	264.60	220.50	267.64	4365.52	488.15

Tabla 21: Valores de comprobación a cortante (kN) en el pórtico de la losa 2 Ortotrópica.

Podemos ver que, en el pórtico, junto al muro $V_c (V_{su} = 0) > V_{rd}$ y no es necesario reforzar con armadura de cortante. Sin embargo, por un tema constructivo de anclaje, para que la unión del muro y la losa sea lo bastante rígida para considerarse un empotramiento, se ha optado por colocar 6 estribos de $\phi 8$ mm cada 20 cm.

En cambio, junto a la jácena, como $V_c (V_{su} = 0) < V_{rd}$ si es necesaria la armadura de cortante. Con 6 estribos cada 20 cm, que abarcan una distancia de 1,20 m de voladizo a partir del borde de la jácena, quedan satisfechas las dos condiciones necesarias para cumplir con la normativa: $V_{u1} \geq V_{rd}$, $V_{u2} \geq V_{rd}$.

Verificación del Esfuerzo Rasante

En las piezas compuestas, constituidas de hormigones distintos, se ha de comprobar que la sección de contacto es capaz de transmitir el esfuerzo rasante o cortante horizontal sin que se produzcan deslizamientos longitudinales entre ambas partes. Así se consigue que ambas trabajen de forma solidaria.

En nuestro caso, tenemos una unión dúctil (Jiménez Montoya et. al., 2001) debido a que las celosías de conexión entre las prelosas y el hormigón "in situ" sirven de armadura de rasante para coser entre sí eficazmente las dos caras de la junta. Hemos de comprobar que la armadura de rasante es suficiente para no tener que añadir adherencia a la junta.

La Instrucción EHE ofrece unas fórmulas de comprobación que, según indicaciones del director del presente TFC, equivalen a comprobar lo siguiente:

$$\Sigma A_{\alpha} * f_{yk_{\alpha}} \geq F_{pu}$$

Donde F_{pu} es la fuerza límite de agotamiento del acero activo de las prelosas ($F_{pu} = A_p * f_{yk}$) y $\Sigma A_{\alpha} * f_{yd_{\alpha}} = A_t / s_t * f_{yd_{\alpha}} * L_o$. es la suma del área total de las celosías de una prelosa, se paradas una distancia s_t en una distancia L_o entre el punto de momento transversal positivo máximo y el punto de momento transversal igual a 0 ($L_o = 490$ cm).

Podemos comprobar que $F_{pu} = 17,5 \text{ cm}^2 * 1,86 \text{ kN/mm}^2 * 100 \text{ (mm}^2/\text{cm}^2) = 3255 \text{ kN}$.

Como se puede ver en los detalles del Plano nº 5, en una prelosa hay 8 ramas de celosías de tipo piramidal, longitudinalmente separadas una distancia de 20 cm en la sección de contacto. Cada pirámide tiene 4 secciones de $\phi 6$ mm ($4 * 0,28 \text{ cm}^2$).

$$f_{yd_{\alpha}} = f_{yk} / 1,7 = 500 / 1,7 = 294,11 \text{ N / mm}^2$$

Por lo tanto, $\Sigma A_{\alpha} * f_{yd_{\alpha}} = 8 * 4 * 0,28 \text{ cm}^2 * 490 \text{ cm} / 20 \text{ cm} * 0,294 \text{ kN/mm}^2 * 100 \text{ (mm}^2/\text{cm}^2) = 6453,89 \text{ kN} > F_{pu}$.

E.L.U. de Fisuración

Transversalmente, el pórtico no fisura gracias a que la fuerza de pretensado de la prelosa esta calculada para evitar la fisuración.

Longitudinalmente el canto efectivo es inferior al canto total, descontando el alto de la prelosa. En el centro del pórtico donde el momento longitudinal de cálculo es máximo $M_d = 97 \text{ kN-m}$, el canto reducido vale 40 cm y el momento de fisuración calculado con la Ecuación 12 vale:

$$M_f = 1/6 * f_{ct} * b * h^2 = 1/6 * 3,96 \text{ N/mm}^2 * 1000 \text{ mm} * 400^2 \text{ mm} = 105,6 \text{ N/mm}^2.$$

Por lo tanto el hormigón no fisura.

B. REPORTAJE FOTOGRÁFICO



Figura 20: Vista de la construcción en la Gran Vía con la torre Agbar al fondo.



Figura 21: Vista interior de la construcción.



Figura 22: Vista del apuntalamiento de las prelosas con las torres.



Figura 23: Vista de la pista de prefabricación de la empresa Atefor.



Figura 24: Detalle de la pista de prefabricación de la empresa Atefor.



Figura 25: Vista de las prelosas acabadas.



Figura 26: Vista de la colocación de prelosas para construir los muros de la estructura semi-prefabricada en la Ronda Norte de Sant Cugat.



Figura 27: Estructura acabada a base de muros y losa superior semi-prefabricados en la Ronda Norte de Sant Cugat.

Sergio Valencia Blasco

Redactor

Girona, Junio de 2006