PROYECTO DE EJECUCIÓN PARA LA 3ª AMPLIACIÓN DEL COLEGIO DE EDUCACIÓN INFANTIL Y PRIMARIA "LOS ADILES" EN VILLAOBISPO DE REGUERAS (LEÓN)

EXPTE. A2016/ 001850

EMPLAZAMIENTO: **C/ EL REMESÓN S/N| 24195-VILLAOBISPO DE REGUERAS | LEÓN**

PROMOTOR: **SERVICIO DE CONSTRUCCIONES**
DIRECCIÓN GENERAL DE POLÍTICA EDUCATIVA ESCOLAR
CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN
JUNTA DE CASTILLA Y LEÓN

FECHA DE REDACCIÓN: **FEBRERO 2017**

Junta de Castilla y León

ANEJO 2. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

NOMBRE GARCIA GARCIA EDUARDO - NIF 12401495X

Firmado digitalmente por NOMBRE GARCIA GARCIA EDUARDO - NIF 12401495X
Nombre de reconocimiento (DN): c=es, o=FNMT, ou=FNMT Clase 2 CA, ou=500820083, cn=NOMBRE GARCIA GARCIA EDUARDO - NIF 12401495X
Fecha: 2017.06.22 04:58:38 +02'00'

ÍNDICE

A2.1. INTRODUCCIÓN ..... Pág. 4
A2.1.1. ANTECEDENTES ..... Pág. 4
A2.1.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ..... Pág. 4
A2.1.2.1. Cimentación ..... Pág. 4
A2.1.2.2. Planta baja ..... Pág. 5
A2.1.2.3. Planta primera ..... Pág. 5
A2.1.2.4. Cubiertas ..... Pág. 5
A2.1.2.5. Estructura vertical ..... Pág. 5
A2.1.2.6. Escaleras ..... Pág. 5
A2.1.2.7. Elementos singulares ..... Pág. 5
A2.1.3. ORGANIZACIÓN DEL ANEJO ..... Pág. 6
A2.2. BASES DE CÁLCULO ..... Pág. 6
A2.2.1. NORMATIVA UTILIZADA ..... Pág. 6
A2.2.2. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES ..... Pág. 6
A2.2.2.1. Acciones permanentes ..... Pág. 6
A2.2.2.1.1. Peso propio ..... Pág. 6
A2.2.2.1.2. Carga muerta ..... Pág. 6
A2.2.2.2. Acciones permanentes de valor no constante ..... Pág. 7
A2.2.2.3. Acciones variables ..... Pág. 7
A2.2.2.3.1. Sobrecarga de uso ..... Pág. 8
A2.2.2.3.2. Acciones eólicas ..... Pág. 8
A2.2.2.3.3. Acciones debidas a la nieve ..... Pág. 9
A2.2.2.4. Acciones accidentales ..... Pág. 10
A2.2.2.4.1. Acciones sísmicas ..... Pág. 10
A2.2.2.5. Cuadro resumen de cargas ..... Pág. 10
A2.2.3. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES ..... Pág. 11
A2.2.3.1. Acciones permanentes (G) ..... Pág. 11
A2.2.3.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*) ..... Pág. 11
A2.2.3.3. Acciones variables (Q) ..... Pág. 11
A2.2.3.4. Acciones accidentales (A) ..... Pág. 11
A2.2.4. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES ..... Pág. 12
A2.2.4.1. Estados Límites Últimos (E.L.U.) ..... Pág. 12
A2.2.4.2. Estados Límites de Servicio (E.L.S.) ..... Pág. 13
A2.2.5. COMBINACIÓN DE ACCIONES ..... Pág. 13
A2.2.5.1. Estados Límites Últimos ..... Pág. 13
A2.2.5.1.1. Situaciones persistentes y transitorias ..... Pág. 13
A2.2.5.1.2. Situaciones accidentales ..... Pág. 13
A2.2.5.2. Estados Límites de Servicio ..... Pág. 13
A2.3. MATERIALES ..... Pág. 14
A2.3.1. HORMIGÓN ..... Pág. 14
A2.3.1.1. Resistencia ..... Pág. 14
A2.3.1.2. Módulo de elasticidad ..... Pág. 14
A2.3.1.3. Coeficiente de dilatación térmica ..... Pág. 14
A2.3.2. ACERO DE ARMAR ..... Pág. 14
A2.3.2.1. Resistencia ..... Pág. 14
A2.3.2.2. Módulo de elasticidad ..... Pág. 15
A2.3.3. ACERO ESTRUCTURAL ..... Pág. 15
A2.3.3.1. Generalidades ..... Pág. 15
A2.3.3.2. Acero en perfiles cerrados ..... Pág. 15
A2.3.3.3. Acero perfiles laminados abiertos ..... Pág. 15
A2.3.3.4. Acero para placas de anclaje ..... Pág. 15
A2.3.3.5. Determinación de la clase de ejecución ..... Pág. 15

A2.3.4. NIVELES DE CONTROL ..... Pág. 18
A2.3.4.1. Elementos de hormigón armado ..... Pág. 18
A2.3.4.1.1. Control de materiales ..... Pág. 18
A2.3.4.1.2. Control de la ejecución ..... Pág. 18
A2.3.4.1.3. Niveles de control ..... Pág. 18
A2.3.4.2. Aceros en barras ..... Pág. 18
A2.3.5.3. Aceros laminados ..... Pág. 18
A2.3.4.4. Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia ..... Pág. 19
A2.4. CRITERIOS DE CÁLCULO ..... Pág. 19
A2.4.1. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA ..... Pág. 19
A2.4.2. DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS EFECTUADO ..... Pág. 19
A2.4.3. DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA ..... Pág. 19
A2.4.4. CONSIDERACIÓN DEL TAMAÑO DE LOS NUDOS ..... Pág. 21
A2.4.5. REDONDEO DE LAS LEYES DE ESFUERZOS EN APOYOS ..... Pág. 21
A2.4.6. OPCIONES DE CÁLCULO ..... Pág. 21
A2.4.6.1. Coeficiente de empotramiento en la última planta ..... Pág. 21
A2.4.6.2. Redistribuciones consideradas ..... Pág. 21
A2.4.6.3. Coeficiente de empotramiento en cabeza y pie de pilar ..... Pág. 21
A2.4.6.4. Rigideces consideradas ..... Pág. 22
A2.4.6.5. Momentos mínimos ..... Pág. 22
A2.4.6.6. Cálculo de la estructura ..... Pág. 22
A2.4.7. COMPROBACIÓN Y DIMENSIONADO DE ELEMENTOS ..... Pág. 22
A2.4.7.1. Vigas de planos horizontales e inclinados ..... Pág. 23
A2.4.7.1.1. Armadura longitudinal por flexión ..... Pág. 23
A2.4.7.1.2. Armadura inferior ..... Pág. 23
A2.4.7.1.3. Armadura superior ..... Pág. 23
A2.4.7.1.4. Otras consideraciones en el armado longitudinal ..... Pág. 23
A2.4.7.1.5. Armadura longitudinal por torsión ..... Pág. 23
A2.4.7.1.6. Corte de las armaduras longitudinales ..... Pág. 23
A2.4.7.1.7. Armadura transversal (Estribos) ..... Pág. 23
A2.4.7.1.8. Deformaciones en vigas ..... Pág. 24
A2.4.7.3. Pilares ..... Pág. 24
A2.4.7.4 Forjados Unidireccionales ..... Pág. 24
A2.4.7.3.1. Deformaciones en forjados unidireccionales ..... Pág. 24
A2.4.7.3.2. Geometría ..... Pág. 25
A2.4.7.3.3. Rigideces ..... Pág. 25
A2.4.7.3.4. Estimación de la flecha ..... Pág. 25
A2.4.7.3.5. Dimensionado a flexión ..... Pág. 25
A2.4.7.4.6. Dimensionado a cortante ..... Pág. 25
A2.4.7.5. Elementos Lineales de acero Laminado ..... Pág. 25
A2.5. RESULTADOS DE CÁLCULO ..... Pág. 26
A2.5.1. CIMENTACIÓN ..... Pág. 26
A2.5.1.1. Descripción de la solución adoptada ..... Pág. 26
A2.5.1.2. Desplazamientos y tensiones transmitidas al terreno ..... Pág. 26
A2.5.2. FORJADO DE PLANTA PRIMERA ..... Pág. 29
A2.5.2.1. Descripción de la solución adoptada ..... Pág. 29
A2.5.2.2. Comprobaciones de cálculo ..... Pág. 29
A2.5.3. CUBIERTA ..... Pág. 175
A2.5.3.1. Descripción de la solución adoptada ..... Pág. 175
A2.5.3.2. Desplazamientos y esfuerzos ..... Pág. 175
A2.5.5. PILARES ..... Pág. 236
A2.5.4.1. Descripción de la solución adoptada ..... Pág. 236
A2.5.4.2. Comprobaciones de cálculo ..... Pág. 236
A2.6. CONCLUSIÓN Y FIRMA ..... Pág. 271

A2.1. INTRODUCCION

A2.1.1. ANTECEDENTES

Con fecha noviembre de 2016, báscones y pérez servicios de ingeniería recibe encargo por parte de Amas4 Arquitectura para desarrollar el cálculo de estructura relativo al Proyecto de Ejecución para la tercera ampliación del CEIP "Los Adiles", sito en Villaobispo de Regueras, provincia de León.

A2.1.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El presente documento tiene como objeto describir y documentar el cálculo de los diferentes elementos estructurales del proyecto de referencia, para lo cual, pasan a describirse a continuación las principales características de los elementos proyectados.

A2.1.2.1. Cimentación

La ampliación del CEIP se realiza en la zona sur de la parcela. En consecuencia, y siguiendo las indicaciones recogidas en el informe geotécnico realizado con fecha marzo de 2015, el estrato de apoyo estará constituido por un nivel de gravas en matriz areno – arcillosa.

Según los cálculos desarrollados en el citado informe geotécnico y las conclusiones en él recogidas, el apoyo de la cimentación del edificio proyectado se puede realizar en la capa de gravas de matriz areno – arcillosa, en torno a la cota -1,80 m. respecto Po, (ver nivel de referencia en el informe geotécnico), recomendándose establecer valores de tensión admisible que oscilen entre 1,40 kp/cm^2 y 1,00 kp/cm^2 en función de la geometría final de los elementos de cimentación.

Sobre este diseño existe un condicionante externo que afecta a la funcionalidad del conjunto edificatorio, y que no es otro que la cota de suelo de planta baja del edificio existente, que deberá en la medida de los posible, tener continuidad en la planta baja de la ampliación que se proyecta.

Esta circunstancia, unida a la topografía del área en el que se va a ejecutar la ampliación, revela la necesidad de, elevar la cota de cimentación respecto del nivel teórico de afloramiento del nivel de gravas en matriz areno – arcillosa.

Analizada esta situación, se plantea a los técncios redactores del Servicio de Tecnología y Control de Calidad de la Consejería de Fomento y Medio Ambiente de la Junta de Castilla y León la posibilidad de desarrollar el sistema de cimentación que a continuación se describe:

1) Retirada de la capa de tierra vegetal
2) Alcanzada la capa de apoyo de gravas en matriz areno – arcillosa, ejecutar un relleno granular que, por una parte mejore las condiciones de transmisón de cargas al terreno, y por otro sirva de elemento drenante, dada la notable presencia de niveles freáticos detectada. Esta capa granular presentará una gradación de tamaños, (de mayor a menor según cota ascendete), de forma que en su base el tamaño de árido sea suficeinte para que el agua presente pueda circular entre sus intesticios, mientras que en coronación se recurrirá a una menzcla tipo ZA – 25 compactada a un nivel 95% Proctor modificado que establezca una plataforma de trabajo adecuada para la ejecución de los elementos de cimentación.
3) Ejecutar sobre la coronación de la mejora granular una losa de cimentación que, a la vez constituirá el soporte del solado de la planta baja.

Tras la reunión celebrada el 22 de noviembre de 2015, se aprueba por parte de los citados técnicos de la Consejería de Fomento y Medio Ambiente de la Junta de Castilla y León la solución de cimentación propuesta, estableciéndose como valor de tensión admisible de referencia para el dimensionado de la losa el 1,00 kp/cm^2.

Tomando la base anteriomente descrita para el desarrollo del modelo de cimentación del edificio proyectado, se dimensiona una cimentación constituida por losa maciza de hormigón armado de 50 centímetros de canto en la superficie correspondiente al interior del edificio y de 30 centímetros de canto en las áreas exteriores adyacentes.

En función de las cargas transmitidas por los pilares, se disponen en su entorno refuerzos inferiores y vigas de punzonamiento. Asimismo, en zonas centrales de paños se disponen refuerzos inferioes según necesidades de cálculo.

Como resultado se obtiene un elemento de cimentación en el que no se supera la tensión de referencia de 1 kp/cm^2 con asiento máximos notablemente inferiores a 1 centímetro.

En el caso del nuevo porche a ejecutar, y dado que en la superficie que va a ocupar actualmente existe una solera de hormigón, para la transmisión de cargas se dimensiona una nueva losa maciza de hormigón armado que se apoyará sobre la citada solera existente; esta nueva losa posee un espesor de 20 centímetros, espesor

suficiente para que se puedan anclar correctamente los pernos de las placas de anclaje de los pilares metálicos que soportan la estructura de cubierta.
En este caso se obtienen tensiones admisibles transmitidas al terreno de valor aún infeior a las descritas en el caso de la losa de cimentación/planta baja del edificio.

A2.1.2.2. Planta baja
Como se ha descrito en el punto anterior, el nivel de planta baja se resuelve mediante la losa de cimentación.

A2.1.2.3. Planta primera
En el caso de la planta primera la estructura se resuelve mediante un forjado unidireccional de canto 35 centímetros, (30+5), en el que los nervios de forjado están formados por viguetas pretensadas.
Con el fin de disminuir en la mayor medida posible el peso propio del sistema, se prescriben piezas de aligeramiento de poliestireno expandido.
Las viguetas pretensdas, se apoyan en vigas de hormigón armado, bien planas, bien descolgadas, según luces existentes. La entrega de las viguetas en las vigas deberá ser de al menos 10 centímetros en cada uno de sus extremos.

A2.1.2.4. Cubiertas
Para los forjados de techo de planta primera, que servirán de soporte para la constitución de las cubiertas del edificio proyectado se utiliza la misma solución que en el caso del forjado de planta primera. Al igual que en ese caso, las viguetas pretenadas se apoyan sobre vigas planas y descolgadas, en función de las luces existentes, las necesidades resistentes y las limitaciones de deformación impuestas en el proceso de cálculo.

A2. 1.2.5. Estructura vertical
En lo que se refiere a los elementos que cosntituyen la estructura vertical del edificio, se proyectan dos conjuntos de pilares:
- Pilares de hormigón armado: para la transmisión de cargas desde cubierta hasta la cimentación del edificio se define un conjunto de pilares de hormigón amrado en los que en la mayoría de los casos, se realiza un ligero apantallamiento que mejora su comportamiento, así como el de la viga que apoya sobre él.
- Pantallas de hormigón armado: Por necesidades de cálculo entre la planta baja y la planta primera se disponen tres pantallas de hormigón armado: una de ellas denominada en el cuadro de pilares como P1 y las otras dos restantes que sirven de apoyo intermedio a las losas de escalera que comunican la planta baja y la planta primera del edificio.
- Pilares de acero laminado: Como soporte de las estructuras de las cubiertas ligeras de policarbonato se dimensionan pilares metálicos de sección circular. Esta solución se emplea tanto en las áreas exteriores adyacentes al nuevo edificio como en el nuevo porche proyectado.

A2.1.2.6. Escaleras
En el caso de las dos escaleras que comunicarán la planta baja y la planta primera se proyectan sendas losas de hormigón amrado de 20 centímetros de espesor.
En el nivel de planta baja se deberán disponer anclados correctamente en la losa de cimentación los arranques del armado de estas losas, mientras que para su apoyo en el forjado éstas deberán entregarse con disposición de armaduras y longitudes adecuadas a detalles de planos de estructura de proyecto.

A2.1.2.7. Elementos singulares
Cabe destacar la presencia de ciertos elementos sincgulares sobre el forjado de planta primera a modo de cargaderos que permitan soportar la fábrica de fachada.
Si bien el cargadero en sí está formado por un perfil laminado simple, (L–100.10), la singularidad del sistema viene en la fijación de este perfil al forjado, para la que se han diseñado unos aparatos de apoyo formados por chapas y pletinas de acero que se fijarán al forjado mediante anclajes de tipo químico. La separación entre estos anclajes se ha fijado en 120 centímetros para que, en el caso en que el cargadero se haya de disponen perpendicular a los nervios del forjado la fijación pueda realizarse sobre el hormigón del nervio.
Deberá prestasrse por tanto atención al replanteo de los cargaderos y especialmente al de la ubicación de sus anclajes al forjado.

A2.1.3. ORGANIZACIÓN DEL ANEJO

El Anejo de Estructuras se articula conforme a los siguientes capítulos:

1) Introducción: Se hace referencia a los antecedentes del trabajo, se incluye una breve descripción de la estructura proyectada y se describe la organización del Anejo
2) Bases de cálculo: se indica la normativa utilizada y se fijan las condiciones que permiten asegurar que, con una aceptable probabilidad, las estructuras proyectadas son capaces de soportar todas las acciones que la pueden solicitar durante el período de vida prevista, y pueda cumplir las funciones para las que ha sido proyectada y será construida con unos costes aceptables de mantenimiento. Se establecen los criterios de seguridad, se fijan las acciones, sus valores de cálculo y la combinación de las mismas. También se fijan los criterios de durabilidad y protección de las estructuras.
3) Materiales: Se especifican las características mecánicas que requieren los materiales considerados en proyecto para la configuración de la estructura. También se definen los niveles de control, los coeficientes parciales de seguridad y los diagramas tensión – deformación con los que se caracteriza el comportamiento de los materiales de cara al cálculo de los esfuerzos últimos resistentes.
4) Modelo de cálculo: Se describe el modelo desarrollado en el proceso de cálculo de la estructura.
5) Resultados de cálculo: Se incluyen las comprobaciones de cálculo para los elementos principales y los más solicitados.

A2.2. BASES DE CÁLCULO

A2.2.1. NORMATIVA UTILIZADA

Se señalan a continuación las normas, instrucciones o reglamentos y recomendaciones de aplicación a esta estructura.

- Acciones
  - CTE Código Técnico de la Edificación. Ministerio de la Vivienda.
  - Eurocódigo 1: Acciones sobre las Estructuras.
- Estructura de hormigón
  - Instrucción de Hormigón Estructural. EHE-08. Ministerio de Fomento.
  - Eurocódigo 2. Estructuras de Hormigón.
  - CTE Código Técnico de la Edificación. Ministerio de la Vivienda.
- Acero
  - CTE Código Técnico de la Edificación. Ministerio de la Vivienda.
  - Eurocódigo 3. Estructuras de Acero.
- De aplicación general
  - NCSE-02 Norma de Construcción Sismorresistente – Parte General y Edificación.
  - CTE Código Técnico de la Edificación. Ministerio de la Vivienda.

A2.2.2. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES

A2.2.2.1. Acciones permanentes

Se refiere a los pesos de los elementos que constituyen la obra, y se supone que actúan en todo momento. Siendo constante en magnitud y posición. Están formadas por el peso propio y la carga muerta.

A2.2.2.1.1. Peso propio

Se deduce de la geometría teórica de los elementos que componen la estructura, considerando para la densidad los siguientes valores:

- Hormigón armado: 25,0 kN/m3
- Acero: 78,50 kN/m3

A2.2.2.1.2. Carga muerta

Son debidas a los elementos no resistentes. En la tabla de cargas se incluyen las cargas muertas consideradas en cada una de las plantas del edificio.

A2.2.2.2. Acciones permanentes de valor no constante

En este apartado se consideran las acciones originadas por el terreno, natural o de relleno, sobre los elementos de la estructura en contacto con él, fundamentalmente: muros de contención y cimentaciones.

La acción del terreno sobre la estructura es doble: peso sobre elementos horizontales y empuje sobre elementos verticales.

El peso se determinará aplicando al volumen de terreno que gravita sobre la superficie del elemento horizontal, el peso específico del relleno vertido y compactado.

El empuje es función de las características del terreno y de la interacción terreno – estructura, de acuerdo con la formulación que se describe más adelante.

En ningún caso, en que su actuación sea desfavorable para el efecto estudiado, el valor del empuje será inferior al equivalente empuje hidrostático de un fluido de peso específico igual a 0,5 t/m^3.

En el caso en que exista una incertidumbre sobre la posible actuación del empuje de tierras, éste no deberá considerarse en los casos en que su efecto sea favorable para el para la estabilidad del elemento analizado.

Empuje activo

A efectos del cálculo de estabilidad y tensiones en el terreno, se considera una ley triangular, actuando sobre un plano vertical desde la parte final del talón. La ley de empujes es efectiva desde la superficie del terreno. Los coeficientes de empuje considerados han sido los que proporciona el Estado de Rankine:

$$\lambda_h = \cos^2\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \Rightarrow \text{Coef. de empuje horizontal}$$

$$\lambda_v = \text{sen}\,\beta \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \Rightarrow \text{Coef. de empuje vertical}$$

siendo:

φ el ángulo de rozamiento interno del terreno o relleno

β el ángulo que forma el talud de coronación con la horizontal

A efectos del cálculo estructural del alzado del muro, se considera una ley triangular actuando desde la sección inferior del mismo hasta su coronación. Se admite que el relleno del trasdós es de la suficiente calidad como para suponer que el empuje es el correspondiente al Estado de Coulomb, con un ángulo de rozamiento tierras – muro δ.

$$\lambda_h = \frac{\text{sen}^2(\alpha+\varphi)}{\text{sen}^2\alpha\left[1+\sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi+\delta)\,\text{sen}(\varphi-\beta)}{\text{sen}(\alpha+\delta)\,\text{sen}(\alpha-\beta)}}\right]^2} \Rightarrow \text{Coef. de empuje horizontal}$$

siendo:

δ el ángulo de rozamiento tierras – muro

α el ángulo que forma el trasdós con la horizontal

Empuje pasivo

Para la evaluación del empuje pasivo se supone una ley triangular actuando desde la parte superior de la puntera, sin tener en cuenta, por tanto, el relleno situado sobre la misma.

$$\lambda_h = 0{,}5\,\frac{1+\text{sen}\,\varphi}{1-\text{sen}\,\varphi} \Rightarrow \text{Coef. de empuje horizontal}$$

Se considera un coeficiente parcial de seguridad de 0,5 en la formulación de Rankine, para tener en cuenta la incertidumbre en el valor de esta acción.

A2.2.2.3. Acciones variables

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso. Principalmente son debidas a equipos pesados, o a la acumulación de personas en edificios de viviendas o servicios y de materiales en bibliotecas, almacenes o industrias.

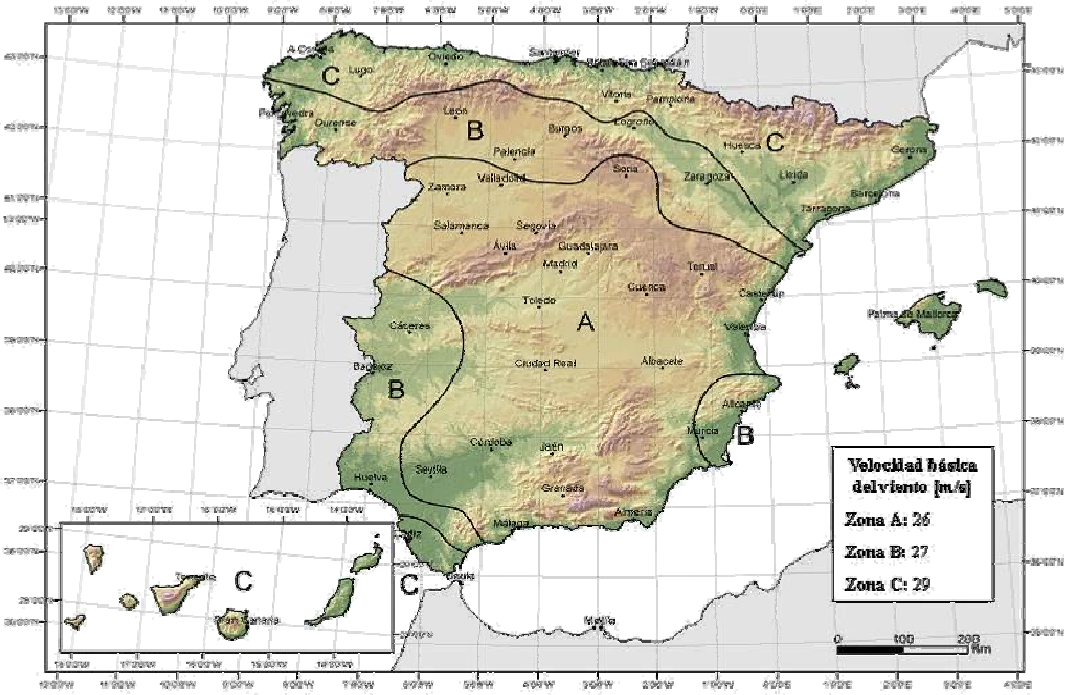
A2.2.2.3.1. Sobrecargas de uso

- Planta baja:
  - En todos los casos se considera una sobrecarga de uso de 500 kp/m^2
- Planta primera:
  - Áreas de uso público: 500 kp/m^2
  - Cubiertas: se considera una sobrecarga correspondiente a mantenimiento/nieve de 130 kp/m^2
- Cubiertas a cota +8.26 y +7.81: en ambos casos se considera una sobrecarga de uso correspondiente a mantenimiento o nieve de 130 kp/m^2.

A2.2.2.3.2. Acciones eólicas

Para la obtención de la carga de viento se considera lo indicado en el Código Técnico de la Edificación. Cargas de viento. Basta para ello definir los siguientes datos:

- Zona eólica: zona B



- Grado de aspereza del entorno: III, zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas

	Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
		3	6	9	12	15	18	24	30
I	Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V	Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Tabla 3.4 CTE DB SE Acciones en la Edificación. Valores del coeficiente de exposición c_e

- Coeficiente eólico o de presión: función de la forma y orientación de la superficie respecto al viento.

A través del programa de cálculo se generan de forma automática las cargas horizontales en cada planta, acordes a la norma seleccionada y en dos direcciones ortogonales X, Y, o en una sola, según el caso en estudio, y en ambos sentidos (+X, -X, +Y, -Y).
Se puede definir un coeficiente de cargas para cada dirección y sentido de actuación del viento, que a aplicar sobre su valor de presión total.
Si se trata de un edificio aislado, la presión actuará en la cara de barlovento, y la succión en la de sotavento. Se suele estimar que la presión es 2/3=0.66 y la succión 1/3=0.33 de la presión total, luego para el edificio aislado el coeficiente de cargas es 1 (2/3+1/3=1) para cada dirección.
En el caso de edificios adosados o de medianería que proteja de la acción del viento en alguna dirección, esta protección se puede tener en cuenta mediante la variación de los coeficientes presión y succión en función de la incidencia del viento.

A2.2.2.3.3. Acciones debidas a la nieve

Para la altitud topográfica de Villaobispo de Regueras,(833 msn), se considera una sobrecarga de nieve de 130 kp/m^2. Esta sobrecarga no es concomitante con la sobrecarga de mantenimiento de las cubiertas.

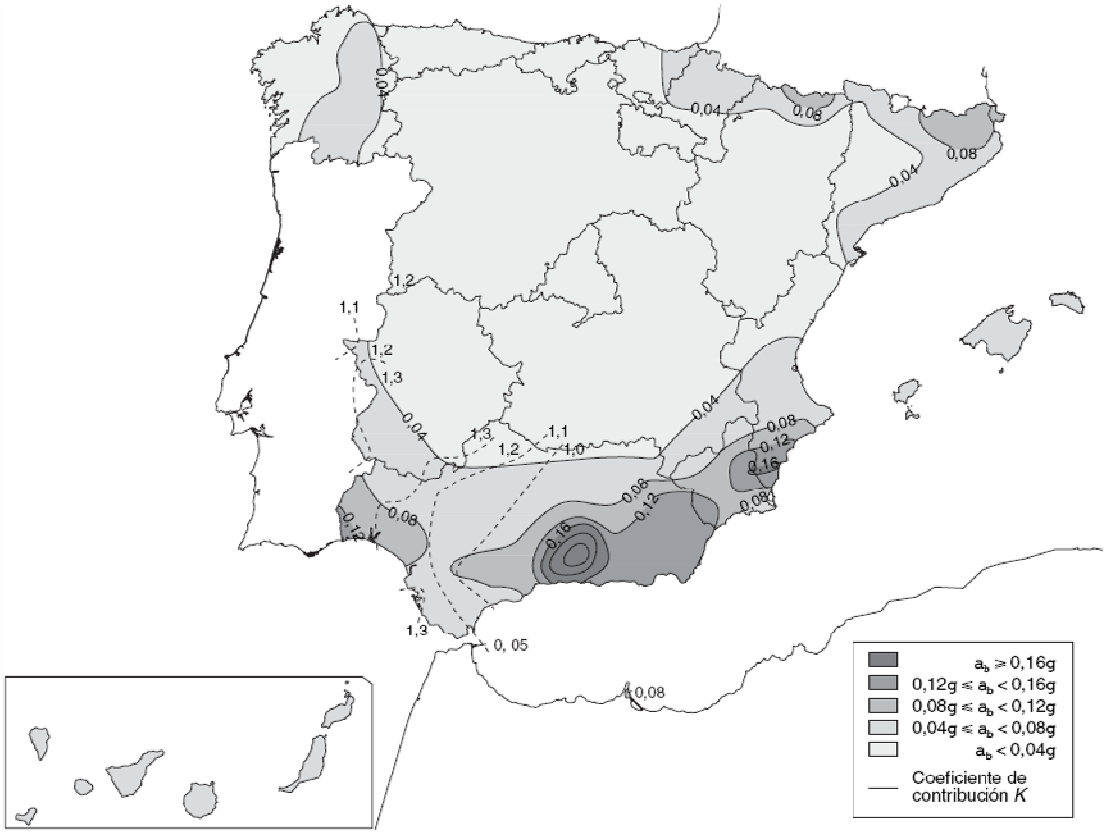
Figura E.2. Anejo E CTE DB SE. Acciones en la Edificación. Zonas climáticas de invierno

Capital	Altitud m	s_k kN/m^2	Capital	Altitud m	s_k kN/m^2	Capital	Altitud m	s_k kN/m^2
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante/Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	S.Sebastián/Donosita	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	1.000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida/Lleida	150	0,5	Sevilla	10	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	1.090	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	0	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	950	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	550	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense/Ourense	130	0,4	Valencia/València	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	690	0,4
Coruña/A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria/Gasteiz	520	0,7
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	650	0,4
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	210	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

A2.2.2.4. Acciones accidentales

A2.2.2.4.1. Acciones sísmicas

De acuerdo con NCSE – 02 no es necesario considerar la acción sísmica en el proyecto de esta estructura, dada su ubicación y destino (ac < 0,04·g).



A2.2.2.5. Cuadro resumen de cargas

Gravitatorias:

- Cimentación / Planta Baja
  - Losa e: 50 cms
    - Peso propio: 1250 Kp/m^2
    - Carga permanente: 300 Kp/m^2
    - Sobrecarga de uso: 500 Kp/m^2
  - Losa e: 30 cms
    - Peso propio: 750 Kp/m^2
    - Carga permanente: 300 Kp/m^2
    - Sobrecarga de uso: 500 Kp/m^2
- Planta Primera
  - Forjadeo uso público
    - Peso propio: 285 Kp/m^2
    - Carga permanente: 100 Kp/m^2
    - Sobrecarga de uso: 500 Kp/m^2
  - Uso cubierta
    - Peso propio: 285 Kp/m^2
    - Carga permanente: 460 Kp/m^2
    - Mantenimiento / nieve: 130 Kp/m^2
- Cubiertas
    - Peso propio: 285 Kp/m^2

- Carga permanente: 460 Kp/m^2
- Mantenimiento / nieve: 130 Kp/m^2

Viento

La presión dinámica del viento q_c para la localidad de Villaobispo de Regueras, ubicada en la provincia de León, (Zona B) es de 0,45 kN/m², correspondiente a un periodo de retorno de 50 años.
Los coeficientes de presión exterior e interior se encuentran en el Anejo D del DB SE – AE Acciones en la Edificación.

Térmicas y reológicas

¿Existen juntas de dilatación? .....: No.
No es necesario disponer junta de dilatación ya que el edificio objeto del presente Proyecto no entra en la clasificación genérica de edificios habituales, (edificios con rigidez media de pilares) recogida en el CTE. Según la anterior Norma y la bibliografía especializada, para la tipología estructural diseñada y la rigidez de los pilares proyectados, la distancia necesaria para la inclusión de una junta de diltatación puede ampliarse hasta los 50 metros.
A esta circunstancia hay que añadir que, en términos generales, los elementos estructurales encuentran suficientemente protegidos térmicamente del ambiente exterior, (soluciones constructivas y materiales de revestimientos de cubiertas y fachadas adecuados), considerándose que las variaciones de temperatura a las que pueden verse afectados generan deformaciones reducidas y, consecuentemente, tensiones poco significativas. A ésto ha de añadirse que la rigidez de los soportes de las últimas plantas es reducida, y por tanto la coacción a las deformaciones de los elementos lineales horizontales, (vigas de borde en la planta de cubierta, como ejemplo de caso más desfavorable), será mínima.
Según la tabla T – 24.1. del libro "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón. Volumen I", publicado por Intemac y redactado por D. J. Calavera, se puede establecer el siguiente baremo entre juntas de dilatación para las disitntas partes del edificio:

Parte de la obra	Distancia máxima entre juntas de dilatación, (mts)
Estructura de hormigón	60 a 90
Cerramiento de ladrillo en fachadas	12 a 18
Azoteas	5 a 8

Las juntas requieren una cierta conservación, con el fin de evitar que la introducción de materiales extraños en ella dificulte su correcto funcionamiento. Esta conservación exige que la ubicación de la junta permita la inspección periódica.
Como se comenta en párrafos anterioes, las partes no estructurales del edificio revisten la estructura y hacen que esta siga con un cierto retraso los cambios de temperatura y los amortigiien parcialmente. Existen procedimientos, (K.K. KARPATI YP.J. SEREDA), en los que se ha procedido a realizar mediciones en edificios reales, llegando a la conclusión de que los movimientos de las juntas en la parte superior de los edificios son aproximadamente la mitad de los proporcionados por el calculo teórico y resultan practicamente nulos enla parte inferior.
No debe olvidarse que todo lo aquí reseñado se refiere a las distancias entre juntas admisibles desde el punto de vista de los esfuerzos provocados en la estructura por las variaciones termicas. Los materiales no estructurales pueden requerir juntas más próximas.

Sísmicas

Dada la situación de la parcela, (Provincia de León), la aceleración de cálculo es inferior a 0,04g por lo que no es necesario tener en cuenta acciones sísmicas.

A2.2.3. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

Las acciones se definen, en su magnitud, por sus valores representativos.

Una misma acción puede tener un único o varios valores representativos, según se indica a continuación, en función del tipo de acción.

A2.2.3.1. Acciones permanentes (G)

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico G_k.

A2.2.3.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*)

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico G_{k^*}.

A2.2.3.3. Acciones variables (Q)

Cada una de las acciones variables puede considerarse con los siguientes valores representativos:

- Valor característico Q_k: Valor de la acción cuando actúa aisladamente, que ha sido definido en A2.2.2.3.
- Valor de combinación $\psi_0 \cdot Q_k$: Valor de la acción cuando actúa en compañía de alguna otra acción variable.
- Valor frecuente ψ_1 Q_k: Valor de la acción que es sobrepasado durante un período de corta duración respecto a la vida útil de la estructura.
- Valor casi – permanente ψ_2 Q_k: Valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil de la estructura.

Los valores de los coeficientes ψ son los siguientes:

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso (zonas administrativas)	0,7	0,5	0,3
Sobrecarga de uso (cubiertas accesibles para mantenimiento)	0,0	0,0	0,0
Sobrecarga de nieve altitud <1000m	0,5	0,2	0,0
Acción eólica	0,6	0,5	0,0

A2.2.3.4. Acciones accidentales (A)

Para las acciones accidentales se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico A_k.

A2.2.4. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

Los valores de cálculo de las diferentes acciones son los obtenidos aplicando el correspondiente coeficiente parcial de seguridad γ a los valores representativos de las acciones, definidos en el apartado anterior.

A2.2.4.1. Estados Límites Últimos (E.L.U.)

Para los coeficientes parciales de seguridad γ_F se tomarán los siguientes valores básicos:

Tipo de verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	**favorable**
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0,00
Estabilidad		**desestabilizadora**	**estabilizadora**
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0,00

A2.2.4.2. Estados Límites de Servicio (E.L.S.)

Para los coeficientes parciales de seguridad γ se tomarán los siguientes valores:

Concepto	Situaciones persistentes y transitorias	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Acciones permanentes	γ_G = 1,00	γ_G = 1,00
Acciones permanentes de valor constante	γ_{G^*} = 1,00	γ_{G^*} = 1,00
Acciones variable	γ_Q = 0,00	γ_Q = 1,00

A2.2.5. COMBINACIÓN DE ACCIONES

Las hipótesis de carga a considerar se formarán combinando los valores de cálculo de las acciones cuya actuación pueda ser simultánea, según los criterios generales de alternancia de cargas recogidos en el Código Técnico de la Edificación y Normativa de buena práctica, que a continuación se indican.

A2.2.5.1. Estados Límites Últimos

A2.2.5.1.1. Situaciones persistentes y transitorias

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_P P_k+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

donde:

$\gamma_{k,j}$ es el valor representativo de cada acción permanente

$\gamma^*_{k,i}$ es el valor representativo de cada acción permanente de valor no constante

$Q_{k,l}$ es el valor representativo (valor característico) de la acción variable dominante

$\psi_{0,i}$ $Q_{k,i}$ son los valores representativos (valores de combinación) de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

A2.2.5.1.2. Situaciones accidentales

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_P P_k+\gamma_A A_k+\gamma_{Q,1}\psi_{1,1}Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

donde:

$G_{k,j}$; $G^*_{k,i}$ son los valores representativos definidos en A2.2.3.

$\gamma_{1,1}$ $Q_{k,1}$ es el valor representativo (valor frecuente) de la acción variable dominante

$\psi_{2,1}$ $Q_{k,j}$ son los valores representativos (valores casi-permanentes) de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante y la acción accidental

A_k es el valor representativo, (valor característico), de la acción accidental

A2.2.5.2. Estados Límites de Servicio

Para estos estados se consideran únicamente las situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales.

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Combinación característica (poco probable o rara):

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_P P_k+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_P P_k+\gamma_{Q,1}\psi_{1,1}Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

- Combinación cuasipermanente:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_P P_k+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

A2.3. MATERIALES

A2.3.1. HORMIGÓN

A2.3.1.1. Resistencia

De conformidad con la normativa utilizada, se han adoptado los valores siguientes:

- Cimentaciones.....: HA – 25/B/40/IIa
- Resto de la estructura.....: HA – 25/B/20/IIa

donde:

- HA.....: Hormigón armado.
- 25.....: Resistencia característica en N/mm² (MPa).
- B .....: Consistencia blanda.
- 20 / 40..... : Tamaño máximo del árido en milímetros
- IIa.....: Clase de exposición en la que se ha de encontrar la estructura (tabla 8.2.2 de EHE).

En aquellas zonas en las que no se cuente con una capa de regularización de árido compactado se empleará como hormigón de limpieza se empleará un hormigón en masa con dosificación de 150 Kg de cemento por metro cúbico.

A2.3.1.2. Módulo de elasticidad

Para tener en cuenta la variación del módulo de elasticidad con el tiempo se ha considerado la siguiente expresión:

$$E_c(t)=E_{c,28}\sqrt{e^{s\left(1-\sqrt{\frac{28}{t}}\right)}}$$

donde:

- $E_c^{(t)}$ módulo de elasticidad en el instante t
- $E_{c,28}$ módulo de elasticidad a los 28 días
- t instante considerado, expresado en días, a partir de la fecha de hormigonado
- s parámetro función del tipo de cemento:
  0,20 para cementos de alta resistencia con endurecimiento rápido
  0,25 para cementos de resistencia normal con endurecimiento normal
  0,38 para cementos con endurecimiento lento

Para $E_{c,28}$ se toma el valor (módulo instantáneo de deformación longitudinal secante, es decir, para cargas de larga duración):

$$E_{c,28}=8.500\sqrt[3]{f_{ck}+8}$$

Para cargas instantáneas, o rápidamente variables, se adopta:

$$E_{c,28}=10.000\sqrt[3]{f_{ck}+8}$$

Con f_{ck} y $E_{c,28}$ en N/mm²

A2.3.1.3. Coeficiente de dilatación térmica

Se considera un valor de α = 1,0 x 10^{-5} ºC^{-1}.

A2.3.2. ACERO DE ARMAR

A2.3.2.1. Resistencia

Para todos los casos se considera acero B 500 S.

A2.3.2.2. Módulo de elasticidad

Se adopta un valor de E_s = 2,1 x 10^5 N/mm^2.

A2.3.3. ACERO ESTRUCTURAL

A2.3.3.1. Generalidades

Se consideran los siguientes valores:

- Módulo de elasticidad E_a .....: 210.000 N/mm²
- Módulo de elasticidad transversal G_a .....: 81.000 N/mm²
- Coeficiente de Poisson ν ..... : 0,3
- Coeficiente de dilatación térmica α .....: 12 x 10^{-6} [ºC]$^{-1}$
- Densidad γ ..... : 7.850 kg/m^3

A efectos de cálculo, se idealiza el diagrama tensión-deformación, adoptando el correspondiente a un material elastoplástico.

A2.3.3.2. Acero en perfiles cerrados

Los perfiles cerrados a utilizar serán de calidad S275 J2

Límite elástico y tensión de rotura:

- Límite elástico f_y.....: 275 N/mm²
- Tensión de rotura f_u .....: 430 N/mm²

A2.3.3.3. Acero perfiles laminados abiertos

Los perfiles laminados abiertos a utilizar serán de calidad S275

Límite elástico y tensión de rotura:

- Límite elástico f_y.....: 275 N/mm²
- Tensión de rotura f_u .....: 430 N/mm²

A2.3.3.4. Acero para placas de anclaje

Las placas de anclaje a utilizar serán de calidad S275

Límite elástico y tensión de rotura:

- Límite elástico: f_y.....: 275 N/mm²
- Tensión de rotura: f_u .....: 430 N/mm²

A2.3.3.5. Determinación de la clase de ejecución

Las características de los aceros estructurales empleados, deberán responder a las siguientes normas:

- Acero en perfiles laminados y chapas para armado de perfiles, según norma UNE EN 10025: "Productos laminados en caliente, de acero no aleado, para las construcciones metálicas en general".

Para los componentes estructurales se cumplirá lo dispuesto en la Norma UNE EN 1090 / 2001 parte 1 de "Requisitos para la evaluación de la conformidad de los componentes estructurales", y en concreto su Anexo ZA, en lo que se refiere a su marcado CE.

Señalar que los componentes estructurales objeto de Marcado CE, pueden utilizarse directamente o como componentes estructurales en forma de Kits, y es aplicable tanto a los componentes estructurales en serie como a los no en serie y a los fabricados por laminación en caliente, conformado en frío o por tecnologías que produzcan secciones/perfiles con diversas formas, productos planos (chapas, bandas, etc.), barras, piezas moldeadas o piezas forjadas hechas de materiales de acero y aluminio.

Hay que añadir que estos productos deberán aportar obligatoriamente el marcado CE siempre y cuando se incorporen con carácter permanente a las obras.

Para entender el alcance de la aplicación del Marcado CE, aportamos las siguientes definiciones que incorpora la norma:

- Fabricación: Aquellas operaciones requeridas para producir un componente, que pueden abarcar la fabricación, la soldadura, las uniones metálicas, montaje, ensayo y documentación de las características de comportamiento declaradas.
- Componentes estructurales: Componentes a utilizar como partes portantes de obras diseñadas para proporcionar resistencia mecánica y estabilidad y/o resistencia a fuego, incluyendo aspectos de durabilidad

y de aptitud al servicio que pueden utilizarse directamente según se suministran o que pueden incorporarse en una obra de construcción.
- Kit estructural: Conjunto de componentes estructurales para montar e instalar in situ.

El sistema ensamblado de los componentes estructurales es una estructura.
De cara al Fabricante, el Sistema de evaluación y verificación de la constancia de las prestaciones, anteriormente Sistema de Evaluación de la Conformidad (SEC), que se requiere al fabricante para cumplir con la obligación de implantar el Marcado CE en los componentes estructurales o kits estructurales es 2+, lo que significa que el fabricante debe cumplir con las tareas que se establecen para este tipo de Sistema de Evaluación, siendo:
- Certificación del control de producción en fábrica por un organismo de certificación del control de producción en fábrica notificado (incluye inspección inicial e inspecciones periódicas del control de producción en fábrica).
- En el sistema 2+ el fabricante deberá realizar bajo su responsabilidad la determinación del producto tipo.

En el caso de que el fabricante tuviese que realizar trabajos sobre los componentes estructurales fuera del taller, como algún remate en obra o ejecución in situ de algún componente, se consideraría la obra o lugar donde realizase estas tareas, como centro de trabajo temporal y deberá estar igualmente estas tareas sujetas al Sistema de Control de Producción en Fabrica establecido por el Sistema de evaluación y verificación de la constancia de las prestaciones 2+.
El control de producción en fábrica, es de obligado cumplimiento para el fabricante, no para el técnico responsable de recepcionar los productos en obra.
De cara al Técnico, para recepcionar los productos en obra y dar conformidad a los mismos, en lo que respecta a la obligatoriedad de Marcado CE, deberá comprobar que los productos estructurales, tanto componentes estructurales como en formato KIT estructural disponen de:
- Marcado CE reglamentario. El etiquetado incluirá, en función del anexo ZA de la UNE EN 1090:
  - el símbolo CE,
  - el número de identificación del Organismo Notificado,
  - Nombre o marca comercial del fabricante y dirección registrada del fabricante,
  - Los dos últimos dígitos del año en que se fijó el marcado CE
  - Número de la Declaración de prestaciones
  - Número de la norma europea
  - Descripción del producto e información sobre las características reglamentarias que procedan (tolerancias geométricas, soldabilidad, tenacidad a fractura, Reacción frente a fuego, Emisión de Cadmio, Emisión de Radioactividad, Durabilidad, características estructurales y características de fabricación).
- Que la Declaración de prestaciones correspondiente al producto cumple con lo requerido en el proyecto y con el siguiente contenido según el Artículo 6 y Anexo III del Reglamento Europeo de Productos de la Construcción y específicamente en el Anexo ZA de la Norma UNE EN 10900 parte 1:
  - número de la Declaración de prestaciones
  - producto tipo (código de identificación única/tipo, lote o nº de serie que permita su identificación)
  - Nombre o marca registrada y dirección de contacto del fabricante (y en su caso del representante autorizado)
  - Sistema de evaluación (1+, 1, 2+, 3 ó 4), en este caso 2+
  - Nombre y número del Organismo Notificado indicando la tarea realizada, por el sistema de evaluación correspondiente y documento emitido con fecha de emisión
  - En su caso, el número de referencia de la DTE (Documentación Técnica Especifica): Certificado de Constancia de las Prestaciones (sistemas 1+ y 1), Certificado de Conformidad del Control de producción en fabrica (sistema 2+) o Informe del producto Tipo (sistema 3)
  - uso o usos previstos del producto con arreglo a la especificación técnica armonizada
  - lista de las características esenciales de acuerdo con la especificación técnica armonizada y el uso previsto declarado, según la UNE EN 1090:
    De los Materiales:
    - Soldabilidad.

- Tenacidad. Flexión por choque.
- Reacción al fuego. A1.
- Durabilidad

De los Componentes. Características estructurales:

- Capacidad portante.
- Deformación en el estado límite de servicio.
- Resistencia a la fatiga (si procede).
- Resistencia al fuego.

De la fabricación:

- Clase de Ejecución
- Calidad de la soldadura
- Tolerancias geométricas
- Durabilidad: Propiedades superficiales. Acabados, recubrimientos ytratamientos.

- Las prestaciones para dichas características (al menos una) por niveles o clases o una descripción.
- La firma, lugar y fecha de emisión, por y en nombre del fabricante
- Se adjuntará la ficha de seguridad sobre sustancias peligrosas (artículos 31 y 33 del Reglamento (CE) Nº 1907/2006 "REACH")"

Para la determinación de la clase de ejecución, se establecerá el siguiente proceso:

1. Definición de la clase de consecuencia:

Clases de consecuencias	Descripción	Ejemplos de edificios y obras de ingeniería civil
CC3	**Consecuencia grave** de pérdida de vidas humanas; o consecuencias económicas, sociales o medioambientales **muy importantes**	Estadios, edificios en los que las consecuencias de un fallo son graves, (por ejemplo una sala de conciertos)
CC2	**Consecuencia moderada** de pérdida de vidas humanas; o consecuencias económicas, sociales o medioambientales **considerables**	Edificios residenciales y de oficinas, edificios públicos donde las consecuencias de un fallo son moderadas, (por ejemplo, un edificio de oficinas)
CC1	**Consecuencia leve** de pérdida de vidas humanas; o consecuencias económicas, sociales o medioambientales **mínimas o despreciables**	Edificios agrícolas con ocupación ocasional, (por ejemplo almacenes o invernaderos)

2. Definición de la clase de servicio:

Categorías	Criterios
SC1	Estructuras y componentes diseñados solamente para acciones cuasi – estáticas, (por ejemplo edificios) Estructura y componentes con sus conexiones diseñados para resistir acciones sísmicas en regiones con actividad sísmica baja y en DCL* Estructuras y componentes diseñados para resistir acciones de fatiga procedentes de grúas, (clase S_0)**
SC2	Estructuras y componentes diseñados para resistir acciones de fatiga de acuerdo con la Norma EN 1993. (Ejemplos: puentes de carretera y ferrocarril, grúas, (clase S_1 a S_9)**, estructuras susceptibles a vibraciones inducidas por el viento, muchedumbres o maquinaria giratoria) Estructura y componentes con sus conexiones diseñados para resistir acciones sísmicas en regiones con actividad sísmica media o alta y en DCM* y DCH*
* DCL, DCM. DCH: clases de ductilidad de acuerdo a Norma EN 1998 – 1 ** Para la clasificación de las acciones de fatiga procedentes de grúas consultar Normas EN 1991 – 3, y EN 13001 – 1.	

3. Seleccionar la categoría de producción:

Categorías	Criterios
PC1	Componentes o piezas no soldadas fabricadas a partir de productos de todos los tipos de acero Componentes soldados fabricados de productos de tipo de acero inferior a S355
PC2	Componentes soldados fabricados de productos de tipo de acero S355 y por encima Componentes esenciales para la integridad estructural que están montados por soldeo en el lugar de construcción Componentes con fabricación por conformación en caliente o que reciben tratamiento térmico durante la fabricación Componentes de vigas celosía CHS que requieren cortes del perfil extremo

4. Determinación de la clase de ejecución:

Clases de consecuencias		CC1		CC2		**CC3**	
Categorías de servicio		SC1	SC2	SC1	SC2	**SC1**	SC2
Categorías de producción	**PC1**	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	**EXC3**[a]	EXC3[a]
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3[a]	EXC4
[a] La clase de ejecución EXC4 debería aplicarse a estructuras especiales o estructuras con consecuencias extremas de un fallo estructural como requieran las disposiciones nacionales							

El nivel de ejecución deberá cumplir las prescripciones de la norma EN ISO 3834 según exigencias de clase de ejecución EXC3 – 4: parte 2 "requisitos completos de calidad"

A2.3.4. NIVELES DE CONTROL

El control de calidad de los elementos abarca el control de materiales y el control de la ejecución.

A2.3.4.1. Elementos de hormigón armado

A2.3.4.1.1. Control de materiales

El control de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes, así como el control del acero de armar se efectuará según lo establecido en la "Instrucción de Hormigón Estructural EHE".

El fin del control es verificar que la obra terminada tienen las características de calidad especificadas en el proyecto, que son las generales de la Instrucción EHE. Existen diferentes niveles de control La realización del control se adecuará al nivel adoptado en el proyecto.

A2.3.4.1.2. Control de la ejecución

El control de la calidad de la ejecución de los elementos de hormigón se efectuará según lo establecido en la Instrucción EHE.

Existen diferentes niveles de control. La realización del control se adecuará al nivel adoptado para la elaboración del proyecto.

A2.3.4.1.3. Niveles de control

En el proyecto se adoptan los siguientes niveles de control según la definición de EHE:

- Acero de armar.....: Control NORMAL en todos los casos
- Hormigón ..... : Control ESTADÍSTICO en todos los casos
- Ejecución .....: Control NORMAL en todos los casos

Corresponde a la Dirección de Obra la responsabilidad de la realización de los controles anteriormente definidos.

A2.3.4.2. Aceros en barras

Nivel de control NORMAL para toda la obra

A2.3.5.3. Aceros laminados

Nivel de control NORMAL para toda la obra

Se cumplirán las prescripciones de la Norma UNE EN 1090 – 1 y UNE EN 1090 – 2 en lo que se refiere a requisitos de evaluación de conformidad de los componentes estructurales y a requisitos técnicos para la ejecución de estructuras de acero.

A2.3.5.4. Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia

Los controles anteriormente definidos están en acuerdo recíproco con los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia, adoptados en los cálculos justificativos de la seguridad estructural.
Los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia adoptados son:

Hormigón

	Toda la obra
Coeficiente de minoración	1.50
Resistencia de cálculo, f_{cd} (N/mm^2), (según tipos de hormigón indicados)	16.66 / 20.00 / 23.33

Acero en barras

	Toda la obra
Coeficiente de minoración	1.15
Resistencia de cálculo, f_{yd} (N/mm^2)	434.78

Acero laminado

	Toda la obra
Coeficiente de minoración	1.05
Resistencia de cálculo, f_{yd} (N/mm^2)	261.90

A2.4. CRITERIOS DE CÁLCULO

A2.4.1. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Para la modelización de la estructura se han empleado los programas CYPECAD, (licencia 78019) y Nuevo Metal 3D, (licencia 91477). Este software está concebido para realizar el cálculo de esfuerzos y dimensionado de estructuras de hormigón armado y metálicas, diseñadas con forjados unidireccionales de viguetas, placas aligeradas, losas mixtas, forjados bidireccionales reticulares y losas macizas para edificios sometidos a acciones verticales y horizontales, obteniéndose las dimensiones y armado de los diferentes elementos estructurales que componen el edificio.

A2.4.2. DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS EFECTUADO

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, formado por todos los elementos que definen la estructura: pilares, pantallas, muros, vigas y forjados. Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 6 grados de libertad, y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo (diafragma rígido). Por tanto, cada planta sólo podrá girar y desplazarse en su conjunto (3 grados de libertad).
La consideración de diafragma rígido para cada zona independiente de una planta se mantiene aunque se introduzcan vigas, y no forjados, en la planta.
Cuando en una misma planta existan zonas independientes, se considerará cada una de éstas como una parte distinta de cara a la indeformabilidad de esa zona y no se tendrá en cuenta en su conjunto. Por tanto, las plantas se comportarán como planos indeformables independientes.
Un pilar no conectado se considera zona independiente. Para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático (excepto cuando se consideran acciones dinámicas por sismo, en cuyo caso se emplea el análisis modal espectral) y se supone un comportamiento lineal de los materiales y, por tanto, un cálculo de primer orden, de cara a la obtención de desplazamientos y esfuerzos.
Las escaleras también disponen de 6 grados de libertad, se resuelven de forma aislada y sus reacciones se transmiten.

A2.4.3. DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura se discretiza en elementos tipo barra, emparrillados de barras y nudos, y elementos finitos triangulares de la siguiente manera:

- Pilares: Son elementos verticales de sección transversal cualquiera, formada por rectángulos múltiples entre cada planta, y definidas por un nivel inicial y un nivel final. La dimensión de cada lado es constante en altura,

pero puede disminuirse su espesor. Tanto vigas como forjados se unen a las paredes a lo largo de sus lados en cualquier posición y dirección.

- Vigas: Se definen en planta fijando nudos en la intersección con las caras de soportes (pilares, pantallas o muros), así como en los puntos de corte con elementos de forjado o con otras vigas. Así se crean nudos a lo largo del eje y en los extremos, y en las puntas de voladizos o extremos libres, o en contacto con otros elementos de los forjados. Por tanto, una viga entre dos pilares está formada por varias barras consecutivas, cuyos nudos son las intersecciones con las barras de forjados. Siempre poseen tres grados de libertad, manteniendo la hipótesis de diafragma rígido entre todos los elementos que se encuentren en la planta. Por ejemplo, una viga continua que se apoya en varios pilares, aunque no tenga forjado, conserva la hipótesis de diafragma rígido. Las vigas se discretizan como barras cuyo eje es coincidente con el plano medio que pasa por el centro del alma vertical, y a la altura de su centro de gravedad.
- Simulación de apoyo en muro. Se definen tres tipos de vigas simulando el apoyo en muro, el cual se discretiza como una serie de apoyos coincidentes con los nudos de la discretización a lo largo del apoyo en muro, al que se le aumenta su rigidez de forma considerable (x100). Es como una viga continua muy rígida sobre apoyos con tramos de luces cortas. Los tipos de apoyos son:
    - Empotramiento. Desplazamientos y giros impedidos en todas direcciones.
    - Articulación fija. Desplazamientos impedidos con giro libre.
    - Articulación con deslizamiento libre horizontal. Desplazamiento vertical coartado, con desplazamiento horizontal y giros libres.

Conviene destacar el efecto que estos tipos de apoyos pueden producir en otros elementos de la estructura, ya que al estar impedido el movimiento vertical, todos los elementos estructurales que en ellos se apoyen o se vinculen encontrarán una coacción vertical que impide dicho movimiento. En particular es importante de cara a pilares que, siendo definidos con vinculación exterior, estén en contacto con este tipo de apoyos, de forma que su carga quede suspendida de los mismos, y no se transmita a la cimentación, lo que puede incluso producir valores negativos de las reacciones, que representan el peso del pilar suspendido o parte de la carga suspendida del apoyo en muro. En el caso particular de articulación fija y con deslizamiento, cuando una viga se encuentra en continuidad o prolongación del eje del apoyo en muro, se produce un efecto de empotramiento por continuidad en la coronación del apoyo en muro. En la práctica debe verificarse si las condiciones reales de la obra reflejan o pueden permitir dichas condiciones de empotramiento.

- Losas macizas: La discretización de los paños de losa maciza se realiza en mallas de elementos tipo barra de tamaño máximo de 25 cm y se efectúa una condensación estática (método exacto) de todos los grados de libertad. Se tiene en cuenta la deformación por cortante y se mantiene la hipótesis de diafragma rígido. Se considera la rigidez a torsión de los elementos.
- Forjados de viguetas: Las viguetas son barras que se definen en los paños huecos entre vigas o muros, y que crean nudos en las intersecciones de borde y eje correspondientes de la viga que intersectan. La geometría de la sección en T a la que se asimila cada vigueta se define en la correspondiente ficha de datos del forjado.
- Muros de Hormigón Armado, muros de fábrica y muros de bloques: Son elementos verticales de sección transversal cualquiera, formada por rectángulos entre cada planta, y definidos por un nivel inicial y un nivel final. En una pared (o muro) una de las dimensiones transversales de cada lado debe ser mayor que cinco veces la otra dimensión, ya que si no se verifica esta condición, no es adecuada su discretización como elemento finito, y realmente se puede considerar un pilar, u otro elemento en función de sus dimensiones. La discretización efectuada es por elementos finitos tipo lámina gruesa tridimensional, que considera la deformación por cortante. Están formados por seis nodos, en los vértices y en los puntos medios de los lados, con seis grados de libertad cada uno. Su forma es triangular y se realiza un mallado del muro en función de las dimensiones, geometría, huecos, generándose un mallado con refinamiento en zonas críticas, lo que reduce el tamaño de los elementos en las proximidades de ángulos, bordes y singularidades.
- Escaleras: Las escaleras se discretizan mediante elementos finitos triangulares de lámina gruesa, tanto para los tramos inclinados como para los horizontales. Los apoyos en arranques y llegadas se discretizan como una simulación de forjado mediante una viga de rigidez elevada, y los apoyos intermedios mediante apoyos elásticos simulando las fábricas reales o tirantes. Las hipótesis consideradas son sólo las gravitatorias, carga permanente y sobrecarga. Determinadas las reacciones tras un cálculo, (se realiza de manera independiente), se integran en los apoyos y se asimilan a cargas lineales, que se aplican a la estructura en

sus conexiones, calculándose el resto de elementos de la estructura con estas reacciones. No se integra su cálculo dado el enorme impacto frente a las acciones horizontales.

A2.4.4. CONSIDERACIÓN DEL TAMAÑO DE LOS NUDOS

Se crea un conjunto de nudos generales de dimensión finita en los ejes de los pilares y en la intersección de los elementos de los forjados con los ejes de las vigas. Cada nudo general tiene uno o varios nudos asociados. Los nudos asociados se forman en las intersecciones de los elementos de los forjados con las caras de las vigas y con las caras de los pilares y en la intersección de los ejes de las vigas con las caras de los pilares.
Dado que se relacionan entre sí por la compatibilidad de deformaciones, supuesta la deformación plana, se resuelve la matriz de rigidez general así como las asociadas, obteniéndose los esfuerzos y los desplazamientos en todos los elementos.

A2.4.5. REDONDEO DE LAS LEYES DE ESFUERZOS EN APOYOS

Se considera el Código Modelo CEB – FIP 1990, inspirador de la normativa europea, que al hablar del concepto de luz eficaz de cálculo, dice lo siguiente:
"Usualmente, la luz L será entendida como la distancia entre ejes de soportes. Cuando las reacciones estén localizadas de forma muy excéntrica respecto de dichos ejes, la luz eficaz se calculará teniendo en cuenta la posición real de la resultante en los soportes.
En el análisis global de pórticos, cuando la luz eficaz es menor que la distancia entre soportes, las dimensiones de las uniones se tendrán en cuenta introduciendo elementos rígidos en el espacio comprendido entre la directriz del soporte y la sección final de la viga."
Como, en general, la reacción en el soporte es excéntrica, ya que normalmente se transmite axil y momento al soporte, se adopta la consideración del tamaño de los nudos mediante la introducción de elementos rígidos entre el eje del soporte y el final de la viga.
Dentro del soporte se supone una respuesta lineal como reacción de las cargas transmitidas por el dintel y las aplicadas en el nudo, transmitidas por el resto de la estructura.
Asimismo, dentro del soporte se considera que el canto de las vigas aumenta de forma lineal, de acuerdo a una pendiente 1:3, hasta el eje del soporte.

A2.4.6. OPCIONES DE CÁLCULO

A2.4.6.1. Redistribuciones consideradas

Se considera una redistribución de momentos negativos del 15% en vigas y del 25% en viguetas.
El valor de redistribución tomado para vigas puede considerarse como óptimo para el equilibrio seguridad – coste – ejecución.
Por su parte, la redistribución tomada para los momentos negativos en las viguetas equivale prácticamente a igualar los momentos negativos y positivos.
Esta redistribución de momentos se realiza con los valores de los momentos negativos en bordes de apoyo, que en el caso de pilares será a cara, es decir, afecta a la luz libre, determinándose los nuevos valores de los momentos dentro del apoyo a partir de los momentos redistribuidos a cara, y las consideraciones de redondeo de las leyes de esfuerzos.

A2.4.6.2. Coeficiente de empotramiento en la última planta

Se redistribuyen los momentos negativos en la unión del último tramo de pilar con el extremo de la viga, tomándose un valor intermedio de 0.3, (el valor de 1 corresponde a la situación de empotramiento perfecto y el valor 0 corresponde a la situación de articulación).
En el proceso de cálculo se realiza una interpolación lineal entre las matrices de rigidez de barras biempotradas y empotradas – articuladas, que afecta a los términos EI/L de las matrices del último tramo del pilar.

A2.4.6.3. Coeficiente de empotramiento en cabeza y pie de pilar

Para el caso en estudio, y en función de los resultados obtenidos a partir de la estructura de Proyecto, es posible definir un coeficiente de empotramiento para cada tramo de pilar en su cabeza y/o pie, (1 para empotrado y 0 para articulado).
La rótula así formada se considera ubicada físicamente en el punto de unión de la cabeza o pie del pilar con la viga del forjado.

A2.4.6.4. Rigideces consideradas

Para la obtención de los términos de la matriz de rigidez se consideran todos los elementos de hormigón con su sección bruta.
Para el cálculo de los términos de la matriz de rigidez se han distinguido los siguientes valores:
EI/L: rigidez a flexión
GJ/L: rigidez a torsión
EA/L: rigidez a axil
aplicándose los siguientes valores:

Elemento	(EI_y)	(EI_z)	(GJ)	(EA)
Pilares	S.B.	S.B.	S.B.· x	S.B.· coef. rigidez axil
Vigas inclinadas	S.B.	S.B.	S.B.· x	S.B.
Vigas de hormigón o métalicas	S.B.	∞	S.B.· x	∞
Viguetas	S.B.	∞	S.B.· x	∞
Zuncho de borde	S.B.·10^{-15}	∞	S.B.· x	∞
Apoyo y empot. en muro	S.B.·10^{2}	∞	S.B.· x	∞
Pantallas y muros	S.B.	S.B.	E.P.	S.B.· coef. rigidez axil
Losas y reticulares	S.B.	∞	S.B.· x	∞
Placas aligeradas y losas mixtas	S.B.	∞	S.B.· x	∞

donde:
S.B. : sección bruta en hormigón
a : no se considera por la indeformabilidad relativa en planta
x : coeficiente reductor de la rigidez a torsión
E.P. : elemento finito plano

A2.4.6.5. Momentos mínimos

En el dimensionado de vigas se dispondrá un armado mínimo que cubra al menos los siguientes momentos:
- Momentos negativos: pl^2 / 32
- Momentos positivos: pl^2 / 20

Análogamente se fija un valor mínimo del momento para los paños de forjado: pl^2 / 16, tanto para momentos positivos como para momentos negativos siempre y cuando la carga sobre el forjado sea uniforme.

A2.4.6.6. Cálculo de la estructura

La primera fase del programa será la generación de las estructuras geométricas de todos los elementos, formando la matriz de rigidez de la estructura.
La segunda fase consiste en la inversión de la matriz de rigidez por métodos frontales. En caso de que sea singular, se emitirá un mensaje que advierte de un mecanismo, deteniéndose el proceso.
En una tercera fase se obtienen los desplazamientos de todas las hipótesis definidas, emitiéndose un mensaje en el caso de que se produzcan desplazamientos excesivos en algún punto de la estructura.
La cuarta fase consiste en la obtención de las combinaciones y de las envolventes de todas las combinaciones definidas, para todos y cada uno de los elementos: vigas, forjados, pilares, etc., y para cada estado límite.
En la quinta y última fase se procede al dimensionado y armado de todos los elementos definidos, de acuerdo a las combinaciones y envolventes, geometría, materiales y tablas de armado existentes. En caso de superarse los límites normativos en algún elemento, se emite un mensaje.

A2.4.7. COMPROBACIÓN Y DIMENSIONADO DE ELEMENTOS

Para el dimensionado de las secciones de hormigón armado en estados límites últimos se emplean el método de la parábola – rectángulo y el diagrama rectangular, con los diagramas tensión – deformación del hormigón y para cada tipo de acero, de acuerdo con la normativa vigente en el momento de redacción del Proyecto original.
Se utilizan los límites exigidos por las cuantías mínimas y máximas indicadas por las normas, tanto geométricas como mecánicas, así como las disposiciones indicadas referentes a número mínimo de redondos, diámetros mínimos y separaciones mínimas y máximas.

A2.4.7.1. Vigas de planos horizontales e inclinados

A2.4.7.1.1. Armadura longitudinal por flexión

La armadura se determina efectuando un cálculo a flexión simple en, al menos, 14 puntos de cada tramo de viga, delimitado por los elementos que contacta. En cada punto, y a partir de las envolventes de momentos flectores, se determina la armadura necesaria tanto superior como inferior (de tracción y compresión según el signo de los momentos) y se comprueba con los valores mínimos geométricos y mecánicos de la norma, tomando el valor mayor. Se determina para las envolventes, sísmicas y no sísmicas y se coloca la mayor cuantía obtenida de ambas.

A2.4.7.1.2. Armadura inferior

Conocida el área necesaria por cálculo en todos los puntos analizados, se busca la secuencia de armadura necesaria.

A2.4.7.1.3. Armadura superior

Se distinguen dos clases de armadura superior:

- Refuerzo superior: Conocida el área necesaria por cálculo se determina la combinación de armadura a disponer.
- Continua: Montaje o monta – estribos: armadura elaborada en taller para soportar los estribos necesarios.

A2.4.7.1.4. Otras consideraciones en el armado longitudinal

Dentro de la zona de apoyo del soporte o pilar se considera una variación lineal del canto de la viga (1/3).

A2.4.7.1.5. Armadura longitudinal por torsión

Conocida la armadura longitudinal por flexión, se calcula la armadura necesaria por torsión, de acuerdo a la norma, en cada sección. Si la armadura real colocada en esquinas es capaz de absorber ese incremento respecto a la necesaria por flexión, cumplirá. En caso contrario, será preciso aumentar la armadura longitudinal y una armadura adicional en las caras laterales, como si de armadura de piel se tratara.

La comprobación de compresión oblicua por torsión y cortante se efectúa a un canto útil del borde de apoyo de acuerdo a la formulación de cada norma.

A2.4.7.1.6. Corte de las armaduras longitudinales

Una vez conocida la envolvente de capacidades necesarias en cada sección, superior e inferior, se determina para cada punto una ley desplazada un canto útil más la longitud neta reducida (= longitud de anclaje • área necesaria/área real) en función de su posición (II = mala adherencia, I= buena adherencia), determinándose la longitud máxima en su zona para cada uno de los grupos de armado dispuesto en la dirección desfavorable o decreciente de los esfuerzos. En los extremos, se ancla la armadura de acuerdo a su terminación en patilla, calculando la rama vertical necesaria, y colocando un mínimo si así se indica. En apoyos intermedios se ancla la armadura de positivos a cada lado a partir del eje de apoyo, además de un mínimo de diez diámetros medidos desde la cara del soporte.

A2.4.7.1.7. Armadura transversal (Estribos)

Para el dimensionado a esfuerzo cortante se efectúa la comprobación a compresión oblicua realizada en el borde de apoyo directo, y el dimensionado de los estribos a partir del borde de apoyo mencionado o a una distancia en porcentajes del canto útil, del borde de apoyo.

Se determina en primer lugar el estribado mínimo según la norma, en función de la sección de la viga y los armados dispuestos, comprobando la longitud que puede cubrir con la envolvente de esfuerzos cortantes en la zona central.

En las zonas laterales, a izquierda y derecha, se determina el estribado necesario hasta los apoyos y se colocan en su longitud necesaria más medio canto útil. Se comprueba que dichas longitudes sean mayores que los mínimos establecidos.

Por último, y si existe torsión, se calcula la armadura transversal necesaria por torsión, estableciendo los mínimos según la norma (separación mínima, estribos cerrados) y se adiciona a la obtenida por cortante, dando como resultado final un estribado cuyos diámetros, separaciones y longitud de colocación cubre la suma de los

dos efectos. En este último caso se realiza la comprobación conjunta (compresión oblicua) de tensiones tangenciales de cortante más torsión.
Se comprueba que la separación de estribos cumpla lo especificado en la norma cuando la armadura longitudinal esté comprimida, lo cual afecta tanto al diámetro como a la separación máxima, en función de la armadura longitudinal comprimida.

A2.4.7.1.8. Deformaciones en vigas

Para la determinación de la flecha activa y de la flecha total a plazo infinito se definen los coeficientes a aplicar en función del proceso constructivo, tanto para carga permanente como para sobrecarga, que multiplicarán a los valores de flecha instantánea para obtener las flechas diferidas.
El valor de la flecha total será la suma de las flechas instantáneas más las diferidas en cada caso.
Se determina la flecha máxima activa y total en vigas utilizando el método de la doble integración de las curvaturas. Analizando una serie de puntos se obtiene la inercia bruta, homogeneizada, fisurada y el giro por hipótesis, calculado a partir de la ley de variación de curvaturas.
Se calculan los esfuerzos y desplazamientos por hipótesis, partiendo del valor del módulo de elasticidad secante del hormigón, por lo que la reducción del valor de dicho módulo en función del clima, curado, etc. Se deberá corregir por medio de los correspondientes coeficientes a aplicar a las deformaciones instantáneas y diferidas.
El primer valor de flecha que obtiene el programa es el denominado como flecha activa, (flecha instantánea más flecha diferida debida a las cargas permanentes y a las cargas variables, posteriores a la ejecución de la tabiquería).
La flecha total a plazo infinito será la flecha activa más la producida hasta la construcción del elemento dañable, (normalmente tabiquería).

A2.4.7.2. Pilares

El dimensionado de pantallas de hormigón se realiza en flexión – compresión esviada. A partir de la tabla de armado seleccionada, se comprueban de forma secuencial creciente de cuantías los armados definidos.
Se comprueba también si todas las combinaciones posibles cumplen dicho armado en función de los esfuerzos.
Se establece la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones y se comprueba que con dicho armado no se superan las tensiones del hormigón y del acero ni sus límites de deformación.
Se considera la excentricidad mínima o accidental, así como la excentricidad adicional de pandeo según la norma, limitando el valor de la esbeltez mecánica, de acuerdo a lo indicado en la norma. Dado que las fórmulas aplicadas tienen su campo de aplicación limitado por la esbeltez, si ésta se supera, la sección es insuficiente dando un mensaje de Esbeltez excesiva (Ee).
Se analizan los límites o cuantías mínimas y máximas, tanto geométricas como mecánicas, que, de forma obligada, se ha de cumplir en el dimensionado de la armadura. Si algún armado no cumple y se rebasan los límites máximos, se indicará en el listado y por pantalla el mensaje de Cuantía excesiva (Ce).
Se realiza la comprobación a cortante por compresión oblicua y de agotamiento por tracción del alma, en función de la armadura dispuesta, y se emite un mensaje de aviso si no cumple en la columna junto al estribado.
Las secciones que se comprueban para obtener el armado de una planta son cabeza y pie del tramo, y pie del tramo superior. Si se han definido cargas horizontales en pilares, se hará en secciones intermedias, pues podrían aumentar las leyes de esfuerzos.

A2.4.7.3. Forjados Unidireccionales

El cálculo de los forjados unidireccionales se realiza de forma individualizada para cada vigueta. En flexión simple se obtiene el valor máximo del momento positivo.
El cálculo de los momentos negativos se realiza a flexión simple y se obtienen unos negativos de acuerdo con las tablas de armado del programa. Sus longitudes cumplen unos mínimos, así como unas cuantías geométricas mínimas. Cuando sea precisa una armadura de compresión en la zona de negativos, se retirarán las bovedillas hasta el punto donde deje de ser necesario. Esto se indicará en la planta por una línea de macizado de las viguetas.
En extremos de alineación de viguetas, aunque el valor del momento negativo sea nulo, se dimensiona una armadura para un momento que es porcentaje del máximo positivo del vano.

Puesto que se consulta el valor de los momentos positivos, no se hace la comprobación de si es o no necesaria armadura de compresión en vano. Por último, se recuerda que el valor expresado de los cortantes en extremos de viguetas en planos está mayorado y por metro de ancho.
En cuanto a la flecha, se hace la comprobación normativa, según sea la vigueta armada o pretensada.

A2.4.7.3.1. Deformaciones en forjados unidireccionales
Tanto para placas aligeradas como para forjados unidireccionales se aplica lo mismo que lo indicado para vigas.
En los elementos prefabricados las rigideces consideradas se obtienen de sus correspondientes fichas de características. En los demás casos, se calculan las inercias equivalentes.

A2.4.7.3.2. Geometría
Se definen los parámetros básicos, dando los valores en las fichas, y seleccionando el tipo de bovedilla.

A2.4.7.3.3. Rigideces
Se obtienen a partir de la sección bruta del nervio en T de hormigón de ancho variable en función de dicha bovedilla, capa de compresión e intereje.

A2.4.7.3.4. Estimación de la flecha
Se aplica el método de Branson, dado que es conocida tanto la armadura superior (negativos) como inferior (positivos) que se dimensiona y obtiene sus longitudes.
La rigidez bruta será la estimada para el cálculo, y la rigidez fisurada se obtiene según se haya especificado en la comprobación de flecha en los datos del forjado:
A2.4.7.3.5. Dimensionado a flexión
A negativos se aplican los mismos criterios que para los anteriores tipos de viguetas de hormigón, y para el dimensionado de la armadura inferior se hace de acuerdo a la norma general de hormigón armado seleccionada en el cálculo de todos los elementos. Existen unas tablas de armado para negativos de unidireccional que es común con las 'viguetas de hormigón' genéricas, y una tabla específica para la armadura inferior de las viguetas 'in situ'. Su estructura es similar a la de los nervios de reticulares.

A2.4.7.3.6. Dimensionado a cortante
Dado que es conocido el nervio y su armado longitudinal, así como las solicitaciones de cortante, se comprueba si es necesario refuerzo vertical. En caso de que así sea, se obtienen ramas verticales de refuerzo de acuerdo a una tabla de diámetros/separación.

A2.4.7.4. Elementos Lineales de Acero Laminado
Se considera un comportamiento elástico y lineal de los materiales. Las barras definidas son elementos lineales.
Las cargas aplicadas en las barras se pueden establecer en cualquier dirección, admitiéndose las siguientes tipologías: uniforme, triangular, trapezoidal, puntual, momento e incremento de temperatura diferente en caras opuestas. En los nudos se pueden colocar cargas puntuales, también en cualquier dirección.
El tipo de nudo empleado es totalmente genérico, admitiéndose que la vinculación interior sea empotrada o articulada; y que los extremos de barra, definidos mediante coeficientes de empotramiento (entre 0 y 1) o mediante su rigidez rotacional (momento/giro), también se pueden articular.
Se puede utilizar cualquier tipo de apoyo, empotrado o articulado, o vinculando alguno de sus grados de libertad.
Los apoyos (o vinculación exterior) pueden ser elásticos, definiendo las constantes correspondientes a cada grado de libertad coaccionado.
Las hipótesis de carga se establecen según su origen y se pueden asignar a: Carga permanente, Sobrecarga, Viento, Sismo (estático), Nieve y Accidental. En caso de que proceda, puede considerarse el sismo dinámico.
A partir de las hipótesis básicas se puede definir y calcular cualquier tipo de combinación con diferentes coeficientes de combinación.
Los estados límite y combinaciones utilizados para el caso de elementos de madera laminada son los siguientes:
- Estado Límite Último de Rotura

Para cada estado se generan todas las combinaciones según la Norma de aplicación y la categoría de uso.
A partir de la geometría y cargas que se introduzcan, se obtiene la matriz de rigidez de la estructura, así como las matrices de cargas por hipótesis simples.

Asimismo, se obtendrá la matriz de desplazamientos de los nudos de la estructura, invirtiendo la matriz de rigidez por métodos frontales.
Después de hallar los desplazamientos por hipótesis, se calculan todas las combinaciones para todos los estados, y los esfuerzos en cualquier sección a partir de los esfuerzos en los extremos de las barras y las cargas aplicadas en las mismas.
Además de las comprobaciones de resistencia, se realiza:

- Comprobación de la resistencia al fuego
- Comprobación de deformaciones (flechas)

A2.5. RESULTADOS DE CÁLCULO

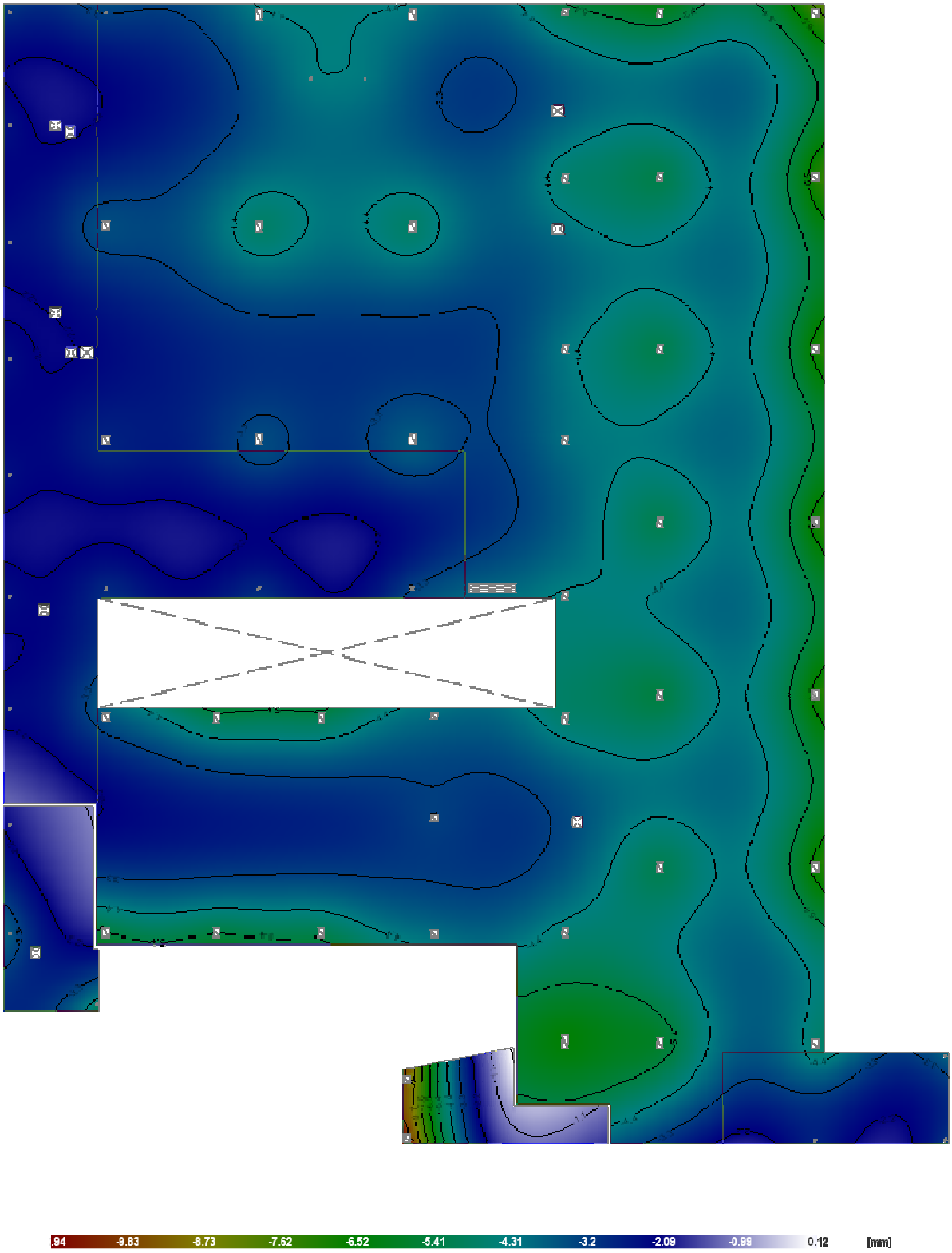
A2.5.1. CIMENTACIÓN / PLANTA BAJA

A2.5.1.1. Descripción de la solución adoptada

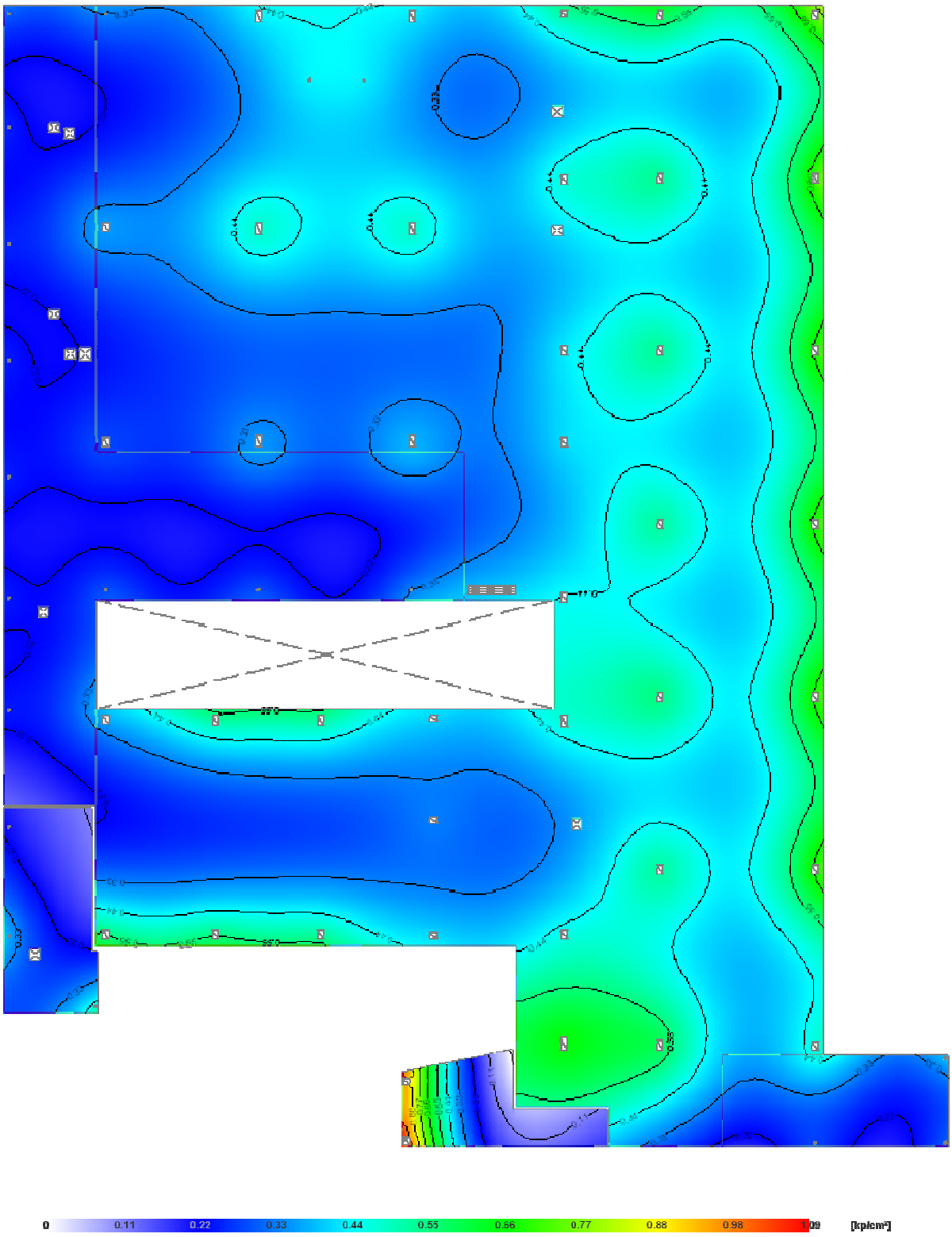
En las áreas interiores del edificio se proyecta losa maciza de hormigón armado de 50 centíemtros de canto, mientras que en las zonas exteriores adyacentes al edificio se diseña una losa maciza de canto 30 centímetros.
En ningún caso se supera la tensión admisible de referencia señalada al inicio de este Anejo.

A2.5.1.2. Desplazamientos y tensiones transmitidas al terreno

Seguidamente se adjuntan diagramas con isovalores tanto de los de asientos teóricos esperados en la losa como de las tensiones transmitidas al terreno.



Asientos teóricos esperados bajo combinación de cargas pésima

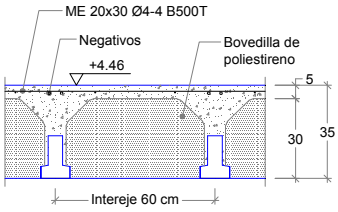


Tensiones máximas transmitidas al terreno

A2.5.2. PLANTA PRIMERA

A2.5.1.1. Descripción de la solución adoptada

En este nivel se proyecta un forjado unidireccional de viguetas pretenadas con piezas de aligeramiento de poliestireno expandido e intereje 60 centímetros.



Mf: momento flector de diseño [Kp·m]
V: cortante de diseño [Kp]

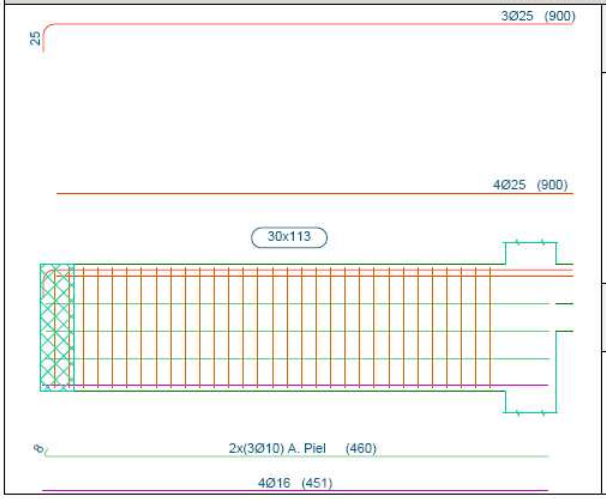
A2.5.1.2. Comprobaciones de cálculo

Seguidamente se adjuntan comprobaciones de cálculo realizadas sobre las vigas más significativas pertenecientes a este forjado.

En el caso de las viguetas pretensadas, deberá presentarse ante la Dirección Facultativa la correpsondiente autorización de uso para su estudio y aprobación si procede, con suficiente anterioridad suficiente, y en todo caso antes de que la casa suministradora proceda a su fabricación.

VIGAS AG – H8

Datos de la viga



Geometría

Dimensiones	:	30x113
Luz libre	:	3.9 m
Recubrimiento geométrico superior	:	3.0 cm
Recubrimiento geométrico inferior	:	3.0 cm
Recubrimiento geométrico lateral	:	3.0 cm

Materiales

Hormigón	:	HA-25, Yc=1.5
Armadura longitudinal	:	B 500 S, Ys=1.15
Armadura transversal	:	B 500 S, Ys=1.15

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)																	Estado
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T_c	T_{sl}	T_{sl}	TNM_x	TNM_y	TV_x	TV_y	TV_{xSt}	TV_{ySt}	T,Geom.	$T,Disp._{sl}$	$T,Disp._{sl}$		
AG - H8	Cumple	Cumple	'2.772 m' η = 66.2	'3.860 m' η = 56.4	'3.315 m' η = 13.3	'2.715 m' η = 30.3	'2.715 m' η = 6.6	N.P.[1]	'2.772 m' Cumple	N.P.[2]	'3.505 m' η = 24.6	N.P.[2]	'2.715 m' Cumple	'0.315 m' Cumple	'0.315 m' Cumple	'0.315 m' Cumple		**CUMPLE** η = 66.2

Notación:
Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras
Arm.: Armadura mínima y máxima
Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
T_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
T_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
TNM_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.
TNM_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y.
TV_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua
TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua
TV_{xSt}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.
TV_{ySt}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
T,Geom.: Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección.
$T,Disp._{sl}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
$T,Disp._{st}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
[1] La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.
[2] La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)							Estado
	σ_c	$W_{k,C,sup.}$	$W_{k,C,Lat.Der.}$	$W_{k,C,inf.}$	$W_{k,C,Lat.Izq.}$	σ_{sr}	V_{fis}	
AG - H8	x: 3.86 m Cumple	x: 3.86 m Cumple	x: 3.86 m Cumple	N.P.[1]	x: 3.86 m Cumple	x: 2.51 m Cumple	Cumple	**CUMPLE**

Notación:
σ_c: Fisuración por compresión
$W_{k,C,sup.}$: Fisuración por tracción: Cara superior
$W_{k,C,Lat.Der.}$: Fisuración por tracción: Cara lateral derecha
$W_{k,C,inf.}$: Fisuración por tracción: Cara inferior
$W_{k,C,Lat.Izq.}$: Fisuración por tracción: Cara lateral izquierda
σ_{sr}: Área mínima de armadura
V_{fis}: Fisuración por cortante
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
[1] La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Viga	**Sobrecarga (Característica)** $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim}$= L/350	**A plazo infinito (Cuasipermanente)** $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim}$= Mín.(L/300, L/500+10.00)	**Activa (Característica)** $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim}$= L/400	Estado
AG - H8	$f_{i,Q}$: 1.31 mm $f_{i,Q,lim}$: 22.06 mm	$f_{T,max}$: 9.12 mm $f_{T,lim}$: 25.44 mm	$f_{A,max}$: 5.46 mm $f_{A,lim}$: 19.30 mm	**CUMPLE**

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

AG - H8

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **25 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 25 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 25 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa. $Ø_{max}$: 25 mm

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

$s \leq 3 \cdot b_0 \not> 300$ mm **240 mm ≤ 300 mm** ✓

Siendo:

b_0: Espesor bruto del elemento. b_0 : 300 mm

Estribos

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **122 mm ≥ 20 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 20 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 8 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $Ø_{max}$: 8 mm

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción ρ_l con barras de acero f_{yk} =5096.84 kp/cm² debe cumplir:

$\rho_l \geq \rho_{l,min}$ **0.01014 ≥ 0.00280** ✓

Donde:

$\rho_{l,min} = 0.0028$ $\rho_{l,min}$: 0.00280

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$A_s \geq A_{s,min}$ **8.09 cm² ≥ 2.60 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min} = \alpha \cdot A_{s,nec}$ $A_{s,min}$: 2.60 cm²

Siendo:

$A_{s,nec}$: Área de la sección de armadura de tracción necesaria por cálculo. $A_{s,nec}$: 1.99 cm²

$\alpha = 1.5 - 12.5 \cdot \frac{A_{s,nec} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$ α : 1.309

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 3390.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$\eta_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$ η : **0.181** ✓

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd1,y}$: 28.611 t

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma. $V_{u1,y}$: 158.508 t

$\eta_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$ η : **0.662** ✓

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd2,y}$: 28.611 t

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $V_{u2,y}$: 43.213 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.772 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblícua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

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

V_{u1} : 158.508 t

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil. **K** : 1.00

$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. σ'_{cd} : -10.51 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. N_d : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 3390.00 cm²

A'_s: Área total de la armadura comprimida. A'_s : 8.04 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón f_{1cd} : 101.94 kp/cm²

$f_{ck} \leq 60\ N/mm^2 \rightarrow f_{1cd} - 0.60 \cdot f_{cd}$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

b_0: Anchura neta mínima del elemento. b_0 : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 1036.64 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. θ : 45.0 grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.772 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

V_{u2} : 43.213 t

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{\ 1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd}\right] \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2,min}$: 13.684 t

Donde:

V_{su}: Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante. V_{su} : 29.421 t

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

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. A_α : 7.73 cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. $f_{y\alpha,d}$: 4077.47 kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. θ : 45.0 grados

z: Brazo mecánico. **z** : 932.98 mm

V_{cu}: Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante. **V_{cu}** : 13.792 t

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

Donde:

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 1036.64 mm

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

ξ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'. ξ : 1.44

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm². **f_{cv}** : 254.84 kp/cm²

$$f_{cv} = f_{ck} \not> 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : 254.84 kp/cm²

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. **σ'_{cd}** : 0.00 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \not> 12 \text{ MPa}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 3390.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

ρ_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. ρ_l : 0.0110

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción. **A_s** : 34.36 cm²

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblícua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot g\, \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

130 mm ≤ 600 mm ✓

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 1036.64 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$s_{t,trans} \leq d \leq 500$ mm **224 mm ≤ 500 mm** ✓

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\text{sen}\alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

34.2767 ≥ 10.4586 ✓

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza.	A_α :	7.73	cm²/m
$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α.	$f_{y\alpha,d}$:	4432.03	kp/cm²
α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.	α :	90.0	grados
b_0: Anchura neta mínima del elemento.	b_0 :	300.00	mm
$f_{ct,m}$: Resistencia media a tracción del hormigón.	$f_{ct,m}$:	26.15	kp/cm²

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.	f_{ck} :	254.84	kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.860 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η : **0.564** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed},M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo. — N_{ed} : 0.000 t

M_{ed}: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{ed,x}$: -79.787 t·m

$M_{ed,y}$: 0.000 t·m

N_{Rd},M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd}: Axil de agotamiento. — N_{Rd} : 0.000 t

M_{Rd}: Momentos de agotamiento. — $M_{Rd,x}$: -141.559 t·m

$M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

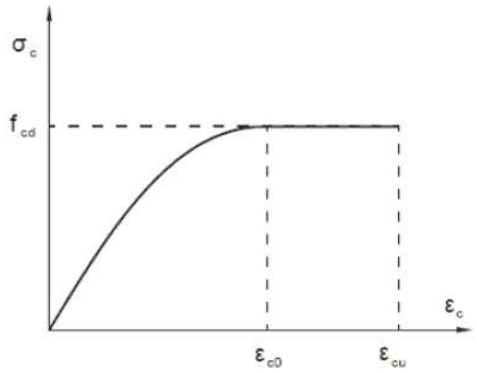
(a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.

(b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

(c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

(d) Diagramas de cálculo.

(i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. — f_{cd} : 169.89 kp/cm²

ε_{c0}: Deformación de rotura del hormigón en compresión simple. — ε_{c0} : 0.0020

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. — ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

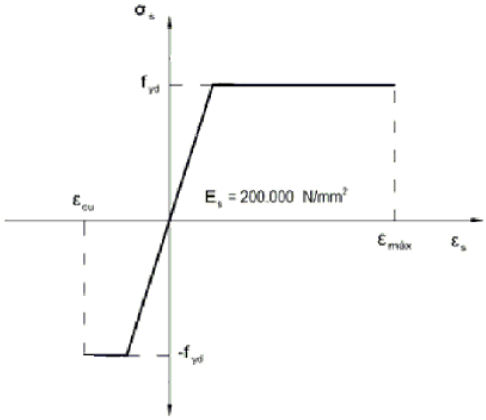
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc}: Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración. α_{cc} : 1.00

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

ε_{max}: Deformación máxima del acero en tracción. ε_{max} : 0.0100

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

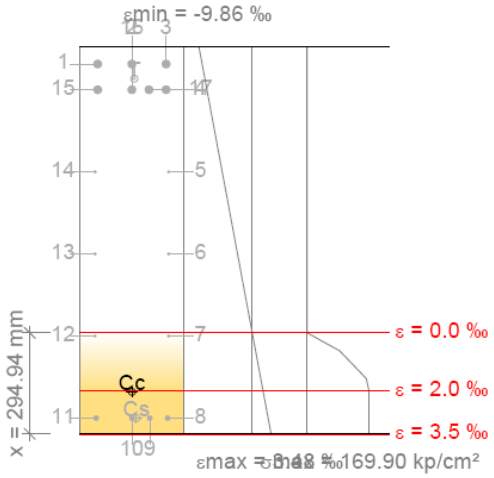
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk}: Resistencia característica de proyecto f_{yk} : 5096.84 kp/cm²

γ_s: Coeficiente parcial de seguridad. γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø25	-99.50	514.50	-4432.04	-0.009264
2	Ø25	0.00	514.50	-4432.04	-0.009264
3	Ø25	99.50	514.50	-4432.04	-0.009264
4	Ø25	99.50	439.50	-4432.04	-0.008378
5	Ø10	107.00	199.88	0.00	-0.005549
6	Ø10	107.00	-39.75	0.00	-0.002719
7	Ø10	107.00	-279.37	0.00	+0.000110
8	Ø16	104.00	-519.00	+4077.47	+0.002939
9	Ø16	52.00	-519.00	+4077.47	+0.002939
10	Ø16	0.00	-519.00	+4077.47	+0.002939
11	Ø16	-104.00	-519.00	+4077.47	+0.002939
12	Ø10	-107.00	-279.37	0.00	+0.000110
13	Ø10	-107.00	-39.75	0.00	-0.002719
14	Ø10	-107.00	199.88	0.00	-0.005549
15	Ø25	-99.50	439.50	-4432.04	-0.008378
16	Ø25	0.00	439.50	-4432.04	-0.008378
17	Ø25	49.75	439.50	-4432.04	-0.008378

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	121.549	0.00	-442.42
Cs	30.743	0.00	-519.00
T	152.292	0.00	471.64

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — N_{Rd} : 0.000 t

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{Rd,x}$: -141.559 t·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Donde:

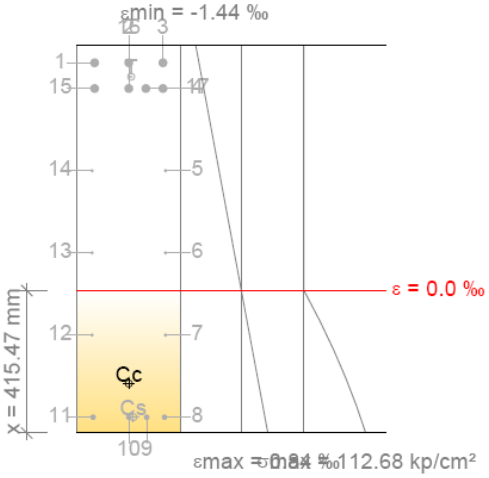
C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 121.549 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 30.743 t

T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 152.292 t

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	0.00	mm
	$e_{cc,y}$:	-442.42	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	0.00	mm
	$e_{cs,y}$:	-519.00	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	471.64	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0035	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0093	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	169.90	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	4432.04	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø25	-99.50	514.50	-2735.07	-0.001342
2	Ø25	0.00	514.50	-2735.07	-0.001342
3	Ø25	99.50	514.50	-2735.07	-0.001342
4	Ø25	99.50	439.50	-2426.15	-0.001190
5	Ø10	107.00	199.88	0.00	-0.000706
6	Ø10	107.00	-39.75	0.00	-0.000222
7	Ø10	107.00	-279.37	0.00	+0.000262
8	Ø16	104.00	-519.00	+1521.83	+0.000746
9	Ø16	52.00	-519.00	+1521.83	+0.000746
10	Ø16	0.00	-519.00	+1521.83	+0.000746
11	Ø16	-104.00	-519.00	+1521.83	+0.000746
12	Ø10	-107.00	-279.37	0.00	+0.000262
13	Ø10	-107.00	-39.75	0.00	-0.000222
14	Ø10	-107.00	199.88	0.00	-0.000706
15	Ø25	-99.50	439.50	-2426.15	-0.001190
16	Ø25	0.00	439.50	-2426.15	-0.001190
17	Ø25	49.75	439.50	-2426.15	-0.001190

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	76.441	0.00	-420.88

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	11.474	0.00	-519.00
T	87.916	0.00	473.86

$N_{ed} = C_c + C_s - T$ — N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{ed,x}$: -79.787 t·m

$M_{ed,y} - C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{ed,y}$: 0.000 t·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 76.441 t
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 11.474 t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — T : 87.916 t
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: -420.88 mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: 0.00 mm; $e_{cs,y}$: -519.00 mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: 0.00 mm; $e_{T,y}$: 473.86 mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0008
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — ε_{smax} : 0.0013
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — σ_{cmax} : 112.68 kp/cm²
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — σ_{smax} : 2735.07 kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (EHE-08, Artículo 45.2.2.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.315 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{T_d}{T_{u1}} \leq 1$$

η_1 : **0.133** ✓

Donde:

- **T_d**: Momento torsor de cálculo. — T_d : 1.776 t·m
- **T_{u1}**: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas. — T_{u1} : 13.307 t·m

El esfuerzo torsor de agotamiento que pueden resistir las bielas comprimidas se deduce de la siguiente expresión:

$$T_{u1} = 2 \cdot K \cdot \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \frac{ctg\theta}{1 + ctg^2\theta}$$

Donde:

- **f_{1cd}**: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. — f_{1cd} : 102 kp/cm²
- **K**: Coeficiente que depende del esfuerzo axil. — K : 1.00
- **α**: Coeficiente que depende de la disposición de estribos. — α : 0.60
- **θ**: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. — θ : 45.0 grados
- **A_e**: Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (Artículo 45.2.1). — A_e : 1835.50 cm²
- **h_e**: Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1). — h_e : 118.53 mm

$$h_e = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

- **A**: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores. — A : 3390.00 cm²
- **u**: Perímetro exterior de la sección transversal. — u : 2860.00 mm
- **c**: Recubrimiento de las armaduras longitudinales. — c : 48.25 mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.2.2.2)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.715 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_2 = \frac{T_d}{T_{u2}} \leq 1$$

η_2 : **0.303** ✓

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo. — T_d : 1.753 t·m

T_{u2}: Máximo torsor que pueden resistir las armaduras transversales. — T_{u2} : 5.788 t·m

El esfuerzo torsor que pueden resistir las armaduras transversales viene dado por:

$$T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t}{s_t} \cdot f_{yt,d} \cdot ctg\theta$$

Donde:

A_e: Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (Artículo 45.2.1). — A_e : 1835.50 cm²

A_t: Área de las armaduras utilizadas como cercos o armadura transversal. — A_t : 0.50 cm²

s_t: Separación longitudinal entre armaduras transversales. — s_t : 130 mm

$f_{yt,d}$: Resistencia de cálculo del acero de la armadura A_t. — $f_{yt,d}$: 4077.47 kp/cm²

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. — θ : 45.0 grados

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (EHE-08, Artículo 45.2.2.3)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.715 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_3 = \frac{T_d}{T_{u3}} \leq 1$$

η_3 : **0.066** ✓

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo. — T_d : 1.753 t·m

T_{u3}: Máximo torsor que pueden resistir las armaduras longitudinales. — T_{u3} : 26.603 t·m

El esfuerzo torsor que pueden resistir las armaduras longitudinales se puede calcular mediante:

$$T_{u3} = \frac{2 \cdot A_e}{u_e} \cdot A_l \cdot f_{yl,d} \cdot tg\theta$$

Donde:

A_e: Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (Artículo 45.2.1). — A_e : 1835.50 cm²

A_l: Área de la armadura longitudinal dispuesta en la sección hueca eficaz. — A_l : 42.40 cm²

$f_{yl,d}$: Resistencia de cálculo del acero de la armadura A_l. — $f_{yl,d}$: 4077.47 kp/cm²

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. — θ : 45.0 grados

u_e: Perímetro de la sección encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz (Artículo 45.2.1). — u_e : 2386 mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.772 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$A_s \geq A_{s,nec} + \frac{A_{l,T,nec}}{2}$$ **35.93 cm²** ≥ **20.13 cm²** ✓

$$A'_s \geq \frac{A_{l,T,nec}}{2} - A'_{s,nec}$$ **11.18 cm²** ≥ **1.40 cm²** ✓

Donde:

A_s: Área de la armadura de tracción dispuesta en la sección resistente a torsión.	A_s :	35.93	cm²
$A_{s,nec}$: Área de la armadura de tracción necesaria por solicitaciones normales.	$A_{s,nec}$:	18.73	cm²
A'_s: Área de la armadura de compresión dispuesta en la sección resistente a torsión.	A'_s :	11.18	cm²
$A'_{s,nec}$: Área de la armadura de compresión necesaria por solicitaciones normales.	$A'_{s,nec}$:	0.00	cm²
$A_{l,T,nec}$: Área de la armadura longitudinal necesaria por torsión.	$A_{l,T,nec}$:	2.79	cm²

Armadura longitudinal necesaria por torsión.

$$A_{l,T,nec} = \frac{T_d \cdot u_e}{2 \cdot A_e \cdot f_{yl,d}} \cdot \mathrm{ctg}\theta$$

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo.	T_d :	1.753	t·m
A_e: Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (Artículo 45.2.1).	A_e :	1835.50	cm²
$f_{yl,d}$: Resistencia de cálculo del acero de la armadura A_l.	$f_{yl,d}$:	4077.47	kp/cm²
θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	θ :	45.0	grados
u_e: Perímetro de la sección encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz (Artículo 45.2.1).	u_e :	2386	mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.505 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta = \left(\frac{T_d}{T_{u1}}\right)^{\beta} + \left(\frac{V_{rd}}{V_{u1}}\right)^{\beta} \leq 1$$

η_1 : **0.246** ✓

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo. — T_d : 1.776 t·m

T_{u1}: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas. — T_{u1} : 13.307 t·m

V_{rd}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. — V_{rd} : -34.621 t·m

V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma. — V_{u1} : 158.508 t·m

β: Coeficiente que depende de las características de la sección hueca eficaz. — β : 1.21

$$\beta = 2 \cdot \left(1 - \frac{h_e}{b}\right)$$

Donde:

b: Ancho del elemento — **b** : 300.00 mm

h_e: Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1). — h_e : 118.53 mm

$$h_e = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores. — **A** : 3390.00 cm^2

u: Perímetro exterior de la sección transversal. — **u** : 2860.00 mm

c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales. — **c** : 48.25 mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.715 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$A_\alpha \geq 2 \cdot A_{T0,nec} + A_{\alpha,nec}$ **7.73 cm²/m ≥ 2.34 cm²/m** ✓

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de la armadura transversal. **A_α** : *7.73* cm²/m

$A_{\alpha,nec}$: Área por unidad de longitud de la armadura transversal necesaria por cortante. **$A_{\alpha,nec}$** : *0.00* cm²/m

$A_{T0,nec}$: Área por unidad de longitud de la armadura transversal necesaria por torsión en forma de cercos cerrados. **$A_{T0,nec}$** : *1.17* cm²/m

$$A_{T0,nec} = \frac{T_d}{f_{yt,d} \cdot 2 \cdot A_e} \cdot tg\theta$$

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo. **T_d** : *1.753* t·m

A_e: Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (Artículo 45.2.1). **A_e** : *1835.50* cm²

$f_{yt,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_t. **$f_{yt,d}$** : *4077.47* kp/cm²

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. **θ** : *45.0* grados

Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección. (EHE-08, Artículo 45.1)

La anchura del elemento es igual o inferior a cuatro veces su canto.

$b \leq 4 \cdot h$ **300.00 mm ≤ 4520.00 mm** ✓

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (EHE-08, Artículo 45.2.2)

La armadura longitudinal estará distribuida uniformemente con separaciones no superiores a 30 centímetros.

$s \leq 300$ mm **230 mm ≤ 300 mm** ✓

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (EHE-08, Artículo 45.2.3)

La separación longitudinal entre cercos resistentes a torsión s_t, no excederá de $s_{t,max}$.

$s_t \leq s_{t,max}$ **130 mm** ≤ **136 mm** ✓

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3. **$s_{t,max}$** : 136 mm

$s_1 = \frac{u_e}{8}$ **s_1** : 298 mm

$s_2 = a$ **s_2** : 181 mm

$s_3 = 0,75 \cdot a \cdot (1 + ctg\alpha) \leq 600mm \rightarrow T_d \leq \frac{1}{5} \cdot T_{u1}$ **s_3** : 136 mm

Siendo:

u_e: Perímetro de la sección encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz (Artículo 45.2.1). **u_e** : 2385.9 mm

a: La menor dimensión de los lados que conforman el perímetro u_e. **a** : 181.5 mm

T_d: Momento torsor de cálculo. **T_d** : 0.934 t·m

T_{u1}: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas. **T_{u1}** : 13.307 t·m

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

AG - H8

Fisuración por compresión (EHE-08, Artículo 49.2.1)

Se debe satisfacer:

$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck,j}$ **86.26 kp/cm² ≤ 180.75 kp/cm²** ✓

La tensión de compresión máxima se produce en el nudo H8, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa.

Donde:

σ_c: Tensión de compresión del hormigón. σ_c : 86.26 kp/cm²

$f_{ck,j}$: Resistencia característica del hormigón a la edad de 'j' días. Se adopta j = 120. $f_{ck,j}$: 301.25 kp/cm²

$$f_{ck,j} = \beta_{cc} \cdot f_{ck,28} + 8\ \text{MPa} \cdot (\beta_{cc} - 1)$$

Donde:

$f_{ck,28}$: Resistencia característica del hormigón a la edad de 28 días. $f_{ck,28}$: 254.84 kp/cm²

β_{cc}: Coeficiente que depende de la edad del hormigón. β_{cc} : 1.14

$$\beta_{cc} = e^{\left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}}\right)\right]}$$

Donde:

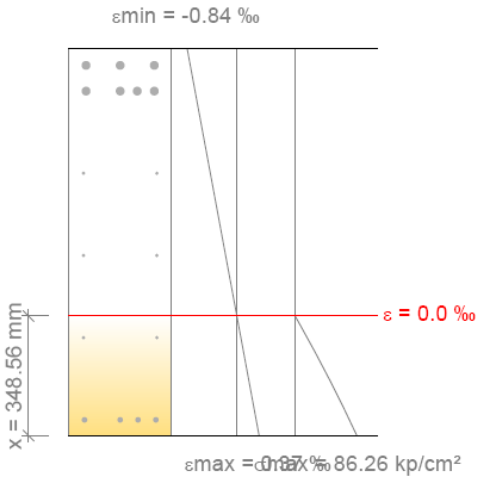
s: Coeficiente que depende del tipo de cemento. Se adopta el valor correspondiente a cementos normales. **s** : 0.25

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de la combinación:

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. $M_{ed,X}$: 0.000 t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. $M_{ed,Y}$: -47.887 t·m



Fisuración por tracción: Cara superior (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

$w_k \leq w_{max}$ **0.148 mm ≤ 0.400 mm** ✓

La máxima abertura de fisura se produce en el nudo H8, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -99.50 mm, Y = 514.50 mm.

Donde:

W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2. **W_{max}** : 0.400 mm

Designación del tipo de ambiente: I

W_k: Abertura característica de fisura. **W_k** : 0.148 mm

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

Siendo:

β: Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos. **β** : 1.70

s_m: Separación media entre fisuras. **s_m** : 123.29 mm

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \frac{Ø \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Donde:

c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas. **c** : 38.00 mm

s: Distancia media entre las barras traccionadas de la sección. **s** : 118.03 mm

Ø: Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección. **Ø** : 25.00 mm

k_1: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal. **k_1** : 0.124

$$k_1 = 0.25 \cdot \frac{\sigma_{ct,m}}{f_{ct,m,fl}}$$

Donde:

$\sigma_{ct,m}$: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I). **$\sigma_{ct,m}$** : 13.01 kp/cm²

$$\sigma_{ct,m} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

Donde:

F_{ct}: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **F_{ct}** : 20.913 t

A_{ct}: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **A_{ct}** : 160775.85 mm²

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón. **$f_{ct,m,fl}$** : 26.15 kp/cm²

$A_{c,eficaz}$: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). — $A_{c,eficaz}$: 65442.82 mm²

A_s: Área de la armadura traccionada. — A_s : 3436.16 mm²

ε_{sm}: Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras. — ε_{sm} : 0.000708

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Donde:

E_s: Módulo de deformación longitudinal del acero. — E_s : 2038735.98 kp/cm²

k_2: Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes. — k_2 : 0.50

σ_s: Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada. — σ_s : 1596.17 kp/cm²

σ_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón. — σ_{sr} : 696.13 kp/cm²

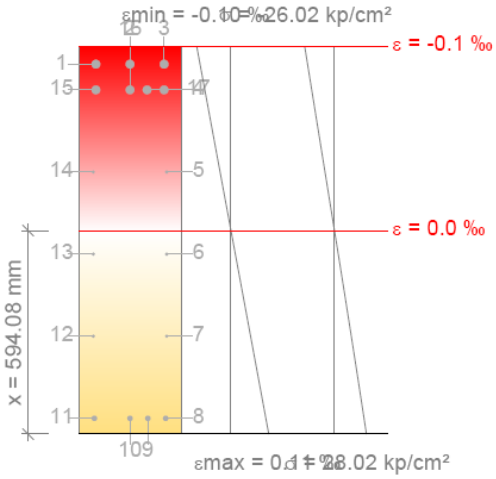
Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td},M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). — N_{td} : 0.000 t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. — $M_{td,X}$: 0.000 t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. — $M_{td,Y}$: -20.946 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm²)	ε
1	Ø25	-99.50	514.50	-188.51	-0.000092
2	Ø25	0.00	514.50	-188.51	-0.000092
3	Ø25	99.50	514.50	-188.51	-0.000092
4	Ø25	99.50	439.50	-159.39	-0.000078
5	Ø10	107.00	199.88	0.00	-0.000033

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm²)	ε
14	Ø10	-107.00	199.88	0.00	-0.000033
15	Ø25	-99.50	439.50	-159.39	-0.000078
16	Ø25	0.00	439.50	-159.39	-0.000078
17	Ø25	49.75	439.50	-159.39	-0.000078

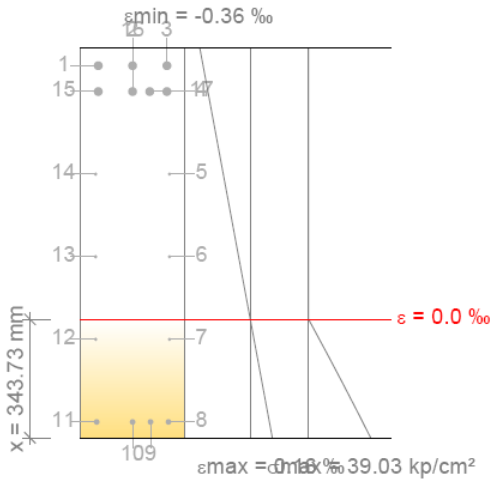
Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). **N_{td}** : 0.000 t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. **$M_{td,X}$** : 0.000 t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. **$M_{td,Y}$** : -20.946 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_{sr} (kp/cm²)	ε
1	Ø25	-99.50	514.50	-696.13	-0.000341
2	Ø25	0.00	514.50	-696.13	-0.000341
3	Ø25	99.50	514.50	-696.13	-0.000341
4	Ø25	99.50	439.50	-625.17	-0.000307
5	Ø10	107.00	199.88	0.00	-0.000195
6	Ø10	107.00	-39.75	0.00	-0.000084
13	Ø10	-107.00	-39.75	0.00	-0.000084
14	Ø10	-107.00	199.88	0.00	-0.000195
15	Ø25	-99.50	439.50	-625.17	-0.000307
16	Ø25	0.00	439.50	-625.17	-0.000307
17	Ø25	49.75	439.50	-625.17	-0.000307

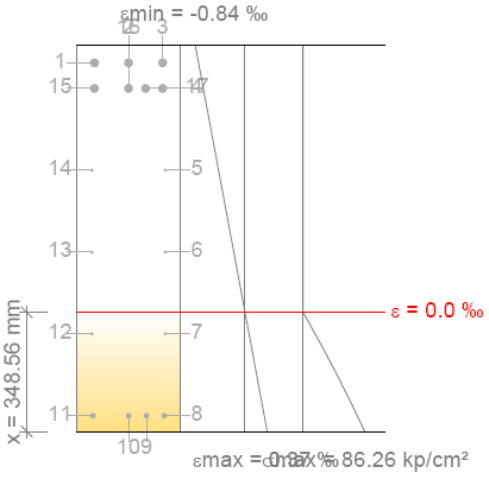
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : 0.000 t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : 0.000 t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : -47.887 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø25	-99.50	514.50	-1596.17	-0.000783
2	Ø25	0.00	514.50	-1596.17	-0.000783
3	Ø25	99.50	514.50	-1596.17	-0.000783
4	Ø25	99.50	439.50	-1432.39	-0.000703
5	Ø10	107.00	199.88	0.00	-0.000446
6	Ø10	107.00	-39.75	0.00	-0.000189
13	Ø10	-107.00	-39.75	0.00	-0.000189
14	Ø10	-107.00	199.88	0.00	-0.000446
15	Ø25	-99.50	439.50	-1432.39	-0.000703
16	Ø25	0.00	439.50	-1432.39	-0.000703
17	Ø25	49.75	439.50	-1432.39	-0.000703

Fisuración por tracción: Cara lateral derecha (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

$w_k \leq w_{max}$ **0.148 mm ≤ 0.400 mm** ✓

La máxima abertura de fisura se produce en el nudo H8, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 99.50 mm, Y = 514.50 mm.

Donde:

W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2. **W_{max}** : *0.400* mm

Designación del tipo de ambiente: I

W_k: Abertura característica de fisura. **W_k** : *0.148* mm

$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$

Siendo:

β: Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos. β : *1.70*

s_m: Separación media entre fisuras. **s_m** : *123.29* mm

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \frac{Ø \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Donde:

c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas. **c** : 38.00 mm

s: Distancia media entre las barras traccionadas de la sección. **s** : 118.03 mm

Ø: Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección. **Ø** : 25.00 mm

k_1: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal. **k_1** : 0.124

$$k_1 = 0.25 \cdot \frac{\sigma_{ct,m}}{f_{ct,m,fl}}$$

Donde:

$\sigma_{ct,m}$: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I). **$\sigma_{ct,m}$** : 13.01 kp/cm²

$$\sigma_{ct,m} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

Donde:

F_{ct}: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **F_{ct}** : 20.913 t

A_{ct}: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **A_{ct}** : 160775.85 mm²

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón. **$f_{ct,m,fl}$** : 26.15 kp/cm²

$A_{c,eficaz}$: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **$A_{c,eficaz}$** : 65442.82 mm²

A_s: Área de la armadura traccionada. **A_s** : 3436.16 mm²

ε_{sm}: Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras. **ε_{sm}** : 0.000708

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Donde:

E_s: Módulo de deformación longitudinal del acero. **E_s** : 2038735.98 kp/cm²

k_2: Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes. **k_2** : 0.50

σ_s: Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada. **σ_s** : 1596.17 kp/cm²

σ_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón. **σ_{sr}** : 696.13 kp/cm²

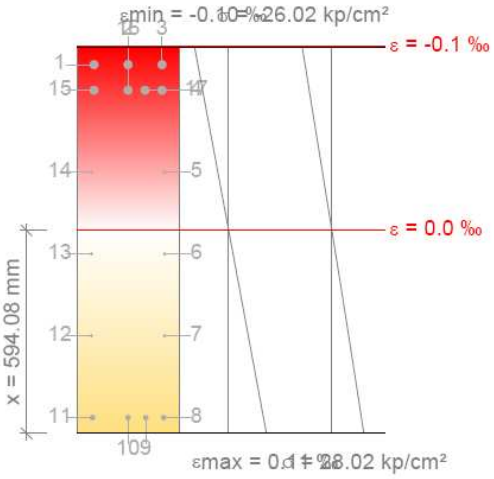
Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td},M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). **N_{td}** : 0.000 t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. **$M_{td,X}$** : 0.000 t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. **$M_{td,Y}$** : -20.946 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm²)	ε
1	Ø25	-99.50	514.50	-188.51	-0.000092
2	Ø25	0.00	514.50	-188.51	-0.000092
3	Ø25	99.50	514.50	-188.51	-0.000092
4	Ø25	99.50	439.50	-159.39	-0.000078
5	Ø10	107.00	199.88	0.00	-0.000033
14	Ø10	-107.00	199.88	0.00	-0.000033
15	Ø25	-99.50	439.50	-159.39	-0.000078
16	Ø25	0.00	439.50	-159.39	-0.000078
17	Ø25	49.75	439.50	-159.39	-0.000078

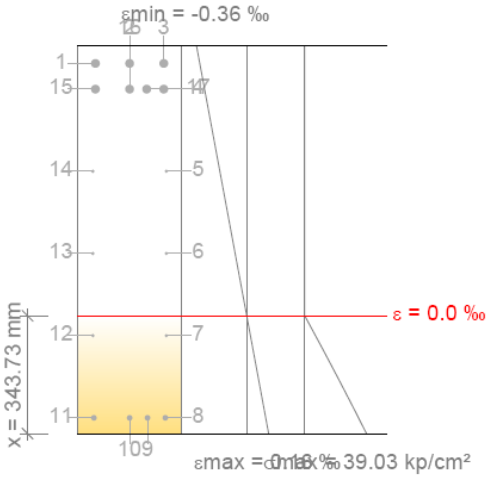
Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td},M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). **N_{td}** : 0.000 t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. **$M_{td,X}$** : 0.000 t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. **$M_{td,Y}$** : -20.946 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_{sr} (kp/cm²)	ε
1	Ø25	-99.50	514.50	-696.13	-0.000341
2	Ø25	0.00	514.50	-696.13	-0.000341
3	Ø25	99.50	514.50	-696.13	-0.000341
4	Ø25	99.50	439.50	-625.17	-0.000307
5	Ø10	107.00	199.88	0.00	-0.000195
6	Ø10	107.00	-39.75	0.00	-0.000084
13	Ø10	-107.00	-39.75	0.00	-0.000084
14	Ø10	-107.00	199.88	0.00	-0.000195
15	Ø25	-99.50	439.50	-625.17	-0.000307
16	Ø25	0.00	439.50	-625.17	-0.000307
17	Ø25	49.75	439.50	-625.17	-0.000307

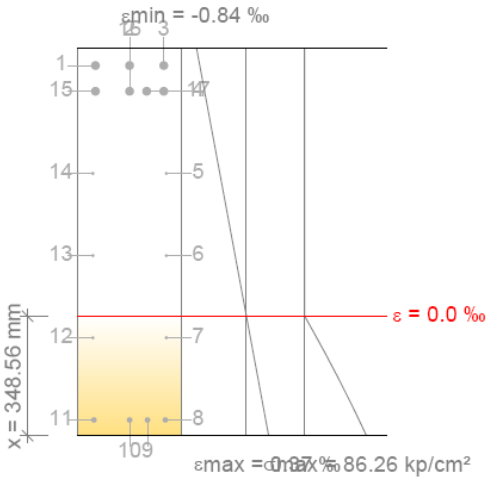
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : 0.000 t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : 0.000 t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : -47.887 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø25	-99.50	514.50	-1596.17	-0.000783
2	Ø25	0.00	514.50	-1596.17	-0.000783
3	Ø25	99.50	514.50	-1596.17	-0.000783
4	Ø25	99.50	439.50	-1432.39	-0.000703
5	Ø10	107.00	199.88	0.00	-0.000446
6	Ø10	107.00	-39.75	0.00	-0.000189
13	Ø10	-107.00	-39.75	0.00	-0.000189
14	Ø10	-107.00	199.88	0.00	-0.000446
15	Ø25	-99.50	439.50	-1432.39	-0.000703
16	Ø25	0.00	439.50	-1432.39	-0.000703
17	Ø25	49.75	439.50	-1432.39	-0.000703

Fisuración por tracción: Cara inferior (EHE-08, Artículo 49.2.3)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Fisuración por tracción: Cara lateral izquierda (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

$w_k \leq w_{max}$ **0.148 mm ≤ 0.400 mm** ✓

La máxima abertura de fisura se produce en el nudo H8, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -99.50 mm, Y = 514.50 mm.

Donde:

W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2. **W_{max}** : 0.400 mm

Designación del tipo de ambiente: I

W_k: Abertura característica de fisura. **W_k** : 0.148 mm

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

Siendo:

β: Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos. β : 1.70

s_m: Separación media entre fisuras. **s_m** : 123.29 mm

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \frac{Ø \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Donde:

c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas. **c** : 38.00 mm

s: Distancia media entre las barras traccionadas de la sección. **s** : 118.03 mm

Ø: Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección. **Ø** : 25.00 mm

k_1: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal. **k_1** : *0.124*

$$k_1 = 0.25 \cdot \frac{\sigma_{ct,m}}{f_{ct,m,fl}}$$

Donde:

$\sigma_{ct,m}$: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I). **$\sigma_{ct,m}$** : *13.01* kp/cm²

$$\sigma_{ct,m} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

Donde:

F_{ct}: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **F_{ct}** : *20.913* t

A_{ct}: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **A_{ct}** : *160775.85* mm²

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón. **$f_{ct,m,fl}$** : *26.15* kp/cm²

$A_{c,eficaz}$: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **$A_{c,eficaz}$** : *65442.82* mm²

A_s: Área de la armadura traccionada. **A_s** : *3436.16* mm²

ε_{sm}: Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras. **ε_{sm}** : *0.000708*

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Donde:

E_s: Módulo de deformación longitudinal del acero. **E_s** : *2038735.98* kp/cm²

k_2: Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes. **k_2** : *0.50*

σ_s: Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada. **σ_s** : *1596.17* kp/cm²

σ_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón. **σ_{sr}** : *696.13* kp/cm²

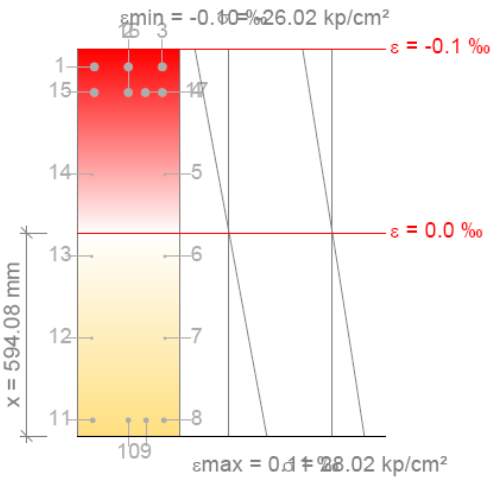
Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). **N_{td}** : *0.000* t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. **$M_{td,X}$** : *0.000* t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. **$M_{td,Y}$** : *-20.946* t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm²)	ε
1	Ø25	-99.50	514.50	-188.51	-0.000092
2	Ø25	0.00	514.50	-188.51	-0.000092
3	Ø25	99.50	514.50	-188.51	-0.000092
4	Ø25	99.50	439.50	-159.39	-0.000078
5	Ø10	107.00	199.88	0.00	-0.000033
14	Ø10	-107.00	199.88	0.00	-0.000033
15	Ø25	-99.50	439.50	-159.39	-0.000078
16	Ø25	0.00	439.50	-159.39	-0.000078
17	Ø25	49.75	439.50	-159.39	-0.000078

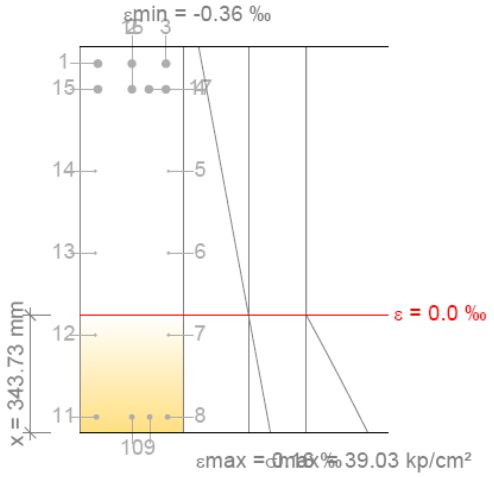
Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). **N_{td}** : *0.000* t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. **$M_{td,X}$** : *0.000* t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. **$M_{td,Y}$** : *-20.946* t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_{sr} (kp/cm²)	ε
1	Ø25	-99.50	514.50	-696.13	-0.000341
2	Ø25	0.00	514.50	-696.13	-0.000341
3	Ø25	99.50	514.50	-696.13	-0.000341
4	Ø25	99.50	439.50	-625.17	-0.000307
5	Ø10	107.00	199.88	0.00	-0.000195
6	Ø10	107.00	-39.75	0.00	-0.000084
13	Ø10	-107.00	-39.75	0.00	-0.000084
14	Ø10	-107.00	199.88	0.00	-0.000195
15	Ø25	-99.50	439.50	-625.17	-0.000307
16	Ø25	0.00	439.50	-625.17	-0.000307
17	Ø25	49.75	439.50	-625.17	-0.000307

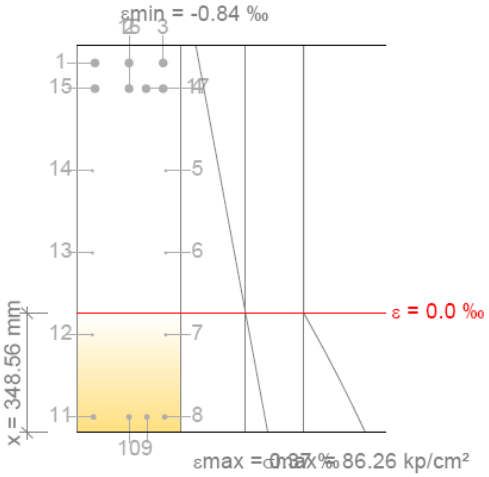
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.000* t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.000* t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *-47.887* t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø25	-99.50	514.50	-1596.17	-0.000783
2	Ø25	0.00	514.50	-1596.17	-0.000783
3	Ø25	99.50	514.50	-1596.17	-0.000783
4	Ø25	99.50	439.50	-1432.39	-0.000703
5	Ø10	107.00	199.88	0.00	-0.000446
6	Ø10	107.00	-39.75	0.00	-0.000189
13	Ø10	-107.00	-39.75	0.00	-0.000189
14	Ø10	-107.00	199.88	0.00	-0.000446
15	Ø25	-99.50	439.50	-1432.39	-0.000703
16	Ø25	0.00	439.50	-1432.39	-0.000703
17	Ø25	49.75	439.50	-1432.39	-0.000703

Área mínima de armadura (Criterio de CYPE Ingenieros)

Para garantizar que la armadura dispuesta es mayor o igual que la mínima necesaria para asegurar la transmisión de las tracciones del hormigón a las armaduras en el momento de producirse la fisuración, se debe satisfacer:

$\sigma_{sr} < f_{yk}$ **696.75 kp/cm² < 5096.84 kp/cm²** ✓

Donde:

σ_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.	σ_{sr} :	696.75	kp/cm²
f_{yk}: Valor característico del límite elástico de la armadura pasiva.	f_{yk} :	5096.84	kp/cm²
N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión).	N_{td} :	0.000	t
$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.	$M_{td,X}$:	0.000	t·m
$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.	$M_{td,Y}$:	-20.981	t·m

Fisuración por cortante (EHE-08, Artículo 49.3)

Al cumplirse las indicaciones del Artículo 44º Estado Límite Último frente a Cortante, el control de la fisuración en servicio está asegurado sin comprobaciones adicionales.

5.- COMPROBACIONES DE FLECHA

Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim}$= L/350	A plazo infinito (Cuasipermanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim}$= Mín.(L/300, L/500+10.00)	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim}$= L/400	Estado
$f_{i,Q}$: 1.31 mm $f_{i,Q,lim}$: 22.06 mm	$f_{T,max}$: 9.12 mm $f_{T,lim}$: 25.44 mm	$f_{A,max}$: 5.46 mm $f_{A,lim}$: 19.30 mm	**CUMPLE**

Flecha total instantánea para el conjunto de las cargas de tipo "Sobrecarga" para la combinación "Característica" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "0.00 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ **1.31 mm ≤ 22.06 mm** ✓

$f_{i,Q,lim}$: límite establecido para la flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso **$f_{i,Q,lim}$** : *22.06* mm

$f_{i,Q,lim}$= L/350

L: longitud de referencia **L** : *7.72* m

$f_{i,Q}$: flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso aplicadas **$f_{i,Q}$** : *1.31* mm

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,Q,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	277920.49	1864348.18	3.68	3.68	0.00
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	287292.85	1831609.78	3.58	-0.10	0.00
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	288907.52	1831230.77	3.52	-0.06	0.00
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	293365.29	1696427.81	4.83	1.31	1.31

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,Q,max}$: valor máximo de la flecha instantánea debida a las sobrecargas de uso producida hasta el instante t_i

E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left(\exp\left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	1864348.18	1864348.18
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	1831609.78	1831609.78
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	1831230.77	1831230.77
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso	1696427.81	1696427.81

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \underset{j=1}{\overset{j=i}{\mathrm{MIN}}}\left(I_{e,v_j}\right)$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$I_{e,v}$: *1696427.81* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	0	0	0	0	1

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano — I_{ec} : 3607242.50 cm4

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1) — I_{ee1} : 3607242.50 cm4

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2) — I_{ee2} : 1696427.81 cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	3607242.50	499738.96	-17.87	-0.42	3607242.50
Centro de vano	3607242.50	1599373.81	-20.98	-16.16	3607242.50
Extremo (2)	3607242.50	1596711.69	-20.95	-57.01	1696427.81

Siendo:

I_b: momento de inercia de la sección bruta

I_f: momento de inercia de la sección fisurada

M_f: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha total a plazo infinito para la combinación "Cuasipermanente" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "0.00 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso

$f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ — **9.12 mm ≤ 25.44 mm** ✓

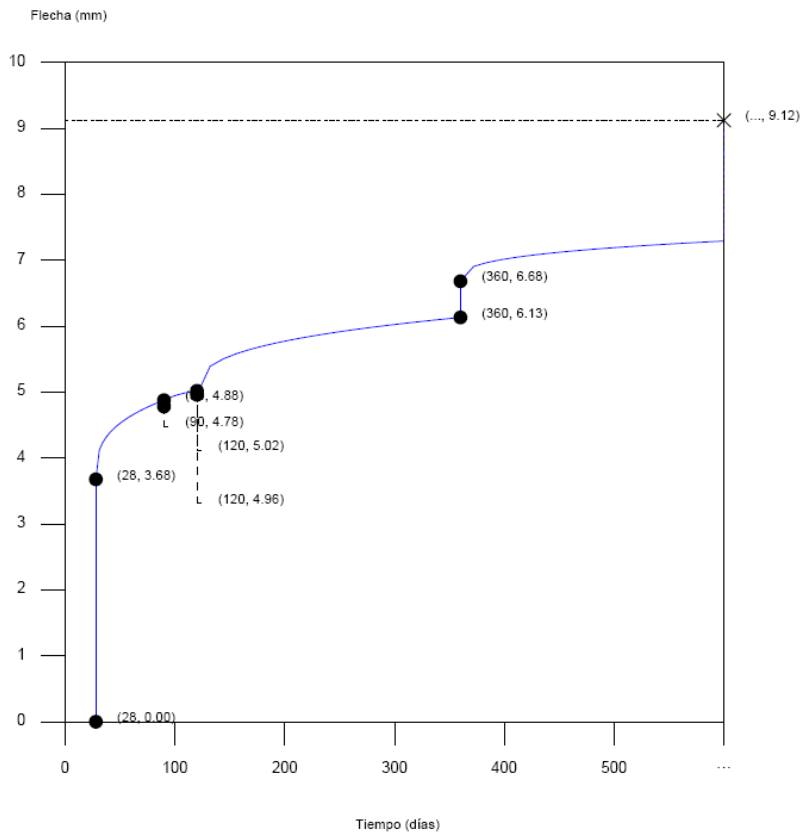
$f_{T,lim}$: límite establecido para la flecha total a plazo infinito — $f_{T,lim}$: 25.44 mm

$f_{T,lim}$= Mín.(L/300, L/500+10.00)

L: longitud de referencia — **L** : 7.72 m

$f_{T,max}$: valor máximo de la flecha total — $f_{T,max}$: 9.12 mm

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0,t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	3.68	3.68	1.20	4.88	4.88
2-3	90	120	4.88	-0.10	4.78	0.24	5.02	5.02
3-4	120	360	5.02	-0.06	4.96	1.17	6.13	6.13
4-∞	360	∞	6.13	0.55	6.68	2.44	9.12	9.12

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0,t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i,t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	277920.49	1864348.18	3.68	3.68	3.68
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	287292.85	1831609.78	3.58	-0.10	3.68

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	288907.52	1831230.77	3.52	-0.06	3.68
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	293365.29	1696427.81	4.07	0.55	4.07

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left(\exp\left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	1864348.18	1864348.18
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	1831609.78	1831609.78
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	1831230.77	1831230.77
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso	1696427.81	1696427.81

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \underset{j=1}{\overset{j=i}{\mathrm{MIN}}}\left(I_{e,v_i}\right)$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso" **$I_{e,v}$** : *1696427.81* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	0	0	0	0	1

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano **I_{ec}** : *3607242.50* cm4

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1) **I_{ee1}** : *3607242.50* cm4

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2) **I_{ee2}** : *1696427.81* cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	3607242.50	499738.96	-17.87	-0.42	3607242.50
Centro de vano	3607242.50	1599373.81	-20.98	-16.16	3607242.50
Extremo (2)	3607242.50	1596711.69	-20.95	-57.01	1696427.81

Siendo:

I_b: momento de inercia de la sección bruta

I_f: momento de inercia de la sección fisurada

M_f: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i,t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i,t_f)$: flecha diferida por escalón de carga.Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum\left(\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f)\right)$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum\Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	3.68	3.68	0.67	1.00	0.33	1.20
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	-0.10	3.58	1.00	1.07	0.07	0.24
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	-0.06	3.52	1.07	1.40	0.33	1.17
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	0.55	4.07	1.40	2.00	0.60	2.44

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i,t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i,t_f)

$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "0.00 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ **5.46 mm ≤ 19.30 mm** ✓

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa — **$f_{A,lim}$** : *19.30* mm

$f_{A,lim}$= L/400

L: longitud de referencia — **L** : *7.72* m

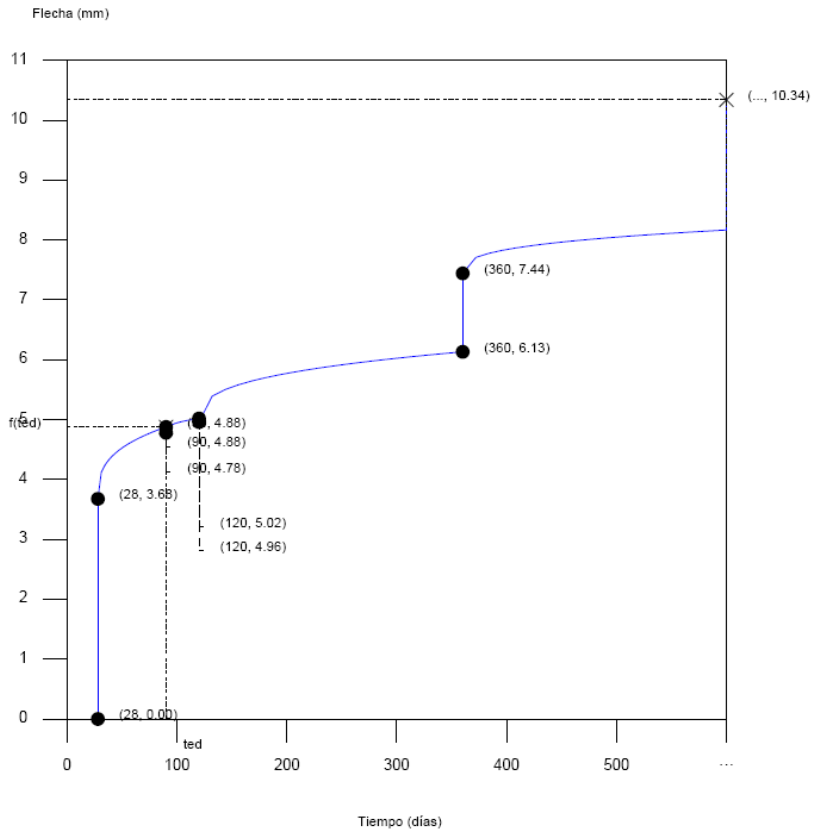
$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses" — **$f_{A,max}$** : *5.46* mm

Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$$

$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses" — **$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$** : *10.34* mm

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0,t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	3.68	3.68	1.20	4.88	4.88
2-3	90	120	4.88	-0.10	4.78	0.24	5.02	5.02
3-4	120	360	5.02	-0.06	4.96	1.17	6.13	6.13
4-∞	360	∞	6.13	1.31	7.44	2.90	10.34	10.34

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0,t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i,t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	277920.49	1864348.18	3.68	3.68	3.68
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	287292.85	1831609.78	3.58	-0.10	3.68

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	288907.52	1831230.77	3.52	-0.06	3.68
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	293365.29	1696427.81	4.83	1.31	4.83

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left(\exp\left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	1864348.18	1864348.18
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	1831609.78	1831609.78
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	1831230.77	1831230.77
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso	1696427.81	1696427.81

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \mathrm{MIN}_{j=1}^{j=i}\left(I_{e,v_j}\right)$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$I_{e,v}$: *1696427.81* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	0	0	0	0	1

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

I_{ec} : *3607242.50* cm4

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

I_{ee1} : *3607242.50* cm4

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

I_{ee2} : *1696427.81* cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	3607242.50	499738.96	-17.87	-0.42	3607242.50
Centro de vano	3607242.50	1599373.81	-20.98	-16.16	3607242.50
Extremo (2)	3607242.50	1596711.69	-20.95	-57.01	1696427.81

Siendo:

I_b: momento de inercia de la sección bruta

I_f: momento de inercia de la sección fisurada

M_f: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i,t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i,t_f)$: flecha diferida por escalón de carga.Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum\left(\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f)\right)$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\Sigma\Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	3.68	3.68	0.67	1.00	0.33	1.20
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	-0.10	3.58	1.00	1.07	0.07	0.24
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	-0.06	3.52	1.07	1.40	0.33	1.17
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	1.31	4.83	1.40	2.00	0.60	2.90

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i,t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i,t_f)

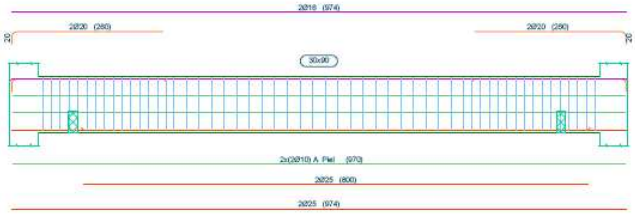
$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses" **$f(t_{ed})$** : 4.88 mm

La flecha total producida hasta el instante "t_{ed}" asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

VIGA H31 – H32

Datos de la viga



Geometría	
Dimensiones	: 30x90
Luz libre	: 8.9 m
Recubrimiento geométrico superior	: 3.0 cm
Recubrimiento geométrico inferior	: 3.0 cm
Recubrimiento geométrico lateral	: 3.0 cm
Materiales	
Hormigón	: HA-25, Yc=1.5
Armadura longitudinal	: B 500 S, Ys=1.15
Armadura transversal	: B 500 S, Ys=1.15

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)																Estado
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T_c	T_{sl}	T_{sl}	TNM_x	TNM_y	TV_x	TV_y	TV_xS_t	TV_yS_t	T,Geom.	$T,Disp._{sl}$	$T,Disp._{st}$	
H31 - H32	Cumple	Cumple	'0.550 m' η = 64.9	'H31' η = 87.7	'8.746 m' η = 10.7	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(1)	'8.900 m' η = 13.3	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	**CUMPLE η = 87.7**

Notación:
Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras
Arm.: Armadura mínima y máxima
Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
T_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
T_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
TNM_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.
TNM_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y.
TV_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua
TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua
TV_xS_t: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.
TV_yS_t: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
T,Geom.: Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección.
$T,Disp._{sl}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
$T,Disp._{st}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.
(2) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)							Estado
	σ_c	$W_{k,C,sup.}$	$W_{k,C,Lat.Der.}$	$W_{k,C,inf.}$	$W_{k,C,Lat.Izq.}$	σ_{sr}	V_{fis}	
H31 - H32	x: 0 m Cumple	N.P.(1)	x: 4.546 m Cumple	x: 4.546 m Cumple	x: 4.546 m Cumple	x: 3.646 m Cumple	Cumple	**CUMPLE**

Notación:
σ_c: Fisuración por compresión
$W_{k,C,sup.}$: Fisuración por tracción: Cara superior
$W_{k,C,Lat.Der.}$: Fisuración por tracción: Cara lateral derecha
$W_{k,C,inf.}$: Fisuración por tracción: Cara inferior
$W_{k,C,Lat.Izq.}$: Fisuración por tracción: Cara lateral izquierda
σ_{sr}: Área mínima de armadura
V_{fis}: Fisuración por cortante
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Viga	**Sobrecarga (Característica)** $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim}$= L/350	**A plazo infinito (Cuasipermanente)** $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim}$= Mín.(L/300, L/500+10.00)	**Activa (Característica)** $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim}$= L/400	Estado
H31 - H32	$f_{i,Q}$: 0.22 mm $f_{i,Q,lim}$: 25.43 mm	$f_{T,max}$: 3.93 mm $f_{T,lim}$: 27.80 mm	$f_{A,max}$: 1.69 mm $f_{A,lim}$: 22.25 mm	**CUMPLE**

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

H31 - H32 (H31 - 1.546 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **52 mm ≥ 20 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 20 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa. $Ø_{max}$: 20 mm

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

$s \leq 3 \cdot b_0 \not> 300$ mm **269 mm ≤ 300 mm** ✓

Siendo:

b_0: Espesor bruto del elemento. b_0 : 300 mm

Estribos

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **134 mm ≥ 20 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 20 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 6 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $Ø_{max}$: 6 mm

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción ρ_l con barras de acero f_{yk} =5096.84 kp/cm² debe cumplir:

$\rho_l \geq \rho_{l,min}$ **0.00382 ≥ 0.00280** ✓

Donde:

$\rho_{l,min} = 0.0028$ $\rho_{l,min}$: 0.00280

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$A_s \geq A_{s,min}$ **7.60 cm² ≥ 4.14 cm²** ✓

Donde:

$$A_{s,min} = 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$A_{s,min}$: 4.14 cm²

Siendo:

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 2700.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$$

η : **0.104** ✓

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd1,y}$: 13.655 t

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma. $V_{u1,y}$: 130.700 t

$$\eta_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$$

η : **0.649** ✓

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd2,y}$: 13.655 t

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $V_{u2,y}$: 21.037 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.550 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblícua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

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

V_{u1} : 130.700 t

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil. **K** : 1.00

$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. σ'_{cd} : -16.12 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. N_d : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 2700.00 cm²

A'_s: Área total de la armadura comprimida. A'_s : 9.82 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón f_{1cd} : 101.94 kp/cm²

$f_{ck} \leq 60\ N/mm^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

b_0: Anchura neta mínima del elemento. b_0 : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 854.78 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. θ : 45.0 grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.550 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

V_{u2} : 21.037 t

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{\ 1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2,min}$: 11.811 t

Donde:

V_{su}: Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante. V_{su} : 12.668 t

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

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. A_α : 4.04 cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. $f_{y\alpha,d}$: 4077.47 kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. θ : 45.0 grados

z: Brazo mecánico. **z** : 769.30 mm

V_{cu}: Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante. **V_{cu}** : 8.369 t

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

Donde:

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 854.78 mm

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. **γ_c** : 1.5

ξ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'. **ξ** : 1.48

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm². **f_{cv}** : 254.84 kp/cm²

$$f_{cv} = f_{ck} \not> 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : 254.84 kp/cm²

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. **σ'_{cd}** : 0.00 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \not> 12 \text{ MPa}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 2700.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

ρ_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. **ρ_l** : 0.0040

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción. **A_s** : 10.30 cm²

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblícua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot g\, \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$ **140 mm ≤ 600 mm** ✓

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 854.78 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$$s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$ **228 mm ≤ 500 mm** ✓

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\text{sen}\alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$ **17.8991** ≥ **10.4586** ✓

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. — A_α : *4.04* cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. — $f_{y\alpha,d}$: *4432.03* kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. — α : *90.0* grados

b_0: Anchura neta mínima del elemento. — b_0 : *300.00* mm

$f_{ct,m}$: Resistencia media a tracción del hormigón. — $f_{ct,m}$: *26.15* kp/cm²

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. — f_{ck} : *254.84* kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'H31', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$ η : ***0.877*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed},M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo. — N_{ed} : *0.000* t

M_{ed}: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{ed,x}$: *-15.232* t·m

$M_{ed,y}$: *0.000* t·m

N_{Rd},M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd}: Axil de agotamiento. — N_{Rd} : *0.000* t

M_{Rd}: Momentos de agotamiento. — $M_{Rd,x}$: *-17.366* t·m

$M_{Rd,y}$: *0.000* t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

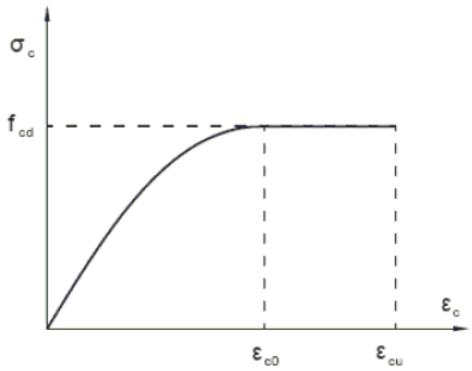
(a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.

(b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

(c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

(d) Diagramas de cálculo.

(i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

ε_{c0}: Deformación de rotura del hormigón en compresión simple. ε_{c0} : 0.0020

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

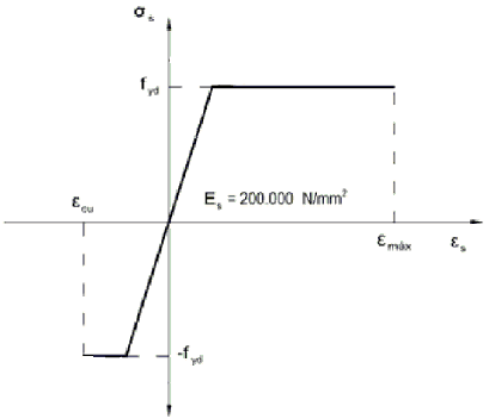
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc}: Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración. α_{cc} : 1.00

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

ε_{max}: Deformación máxima del acero en tracción. ε_{max} : 0.0100

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

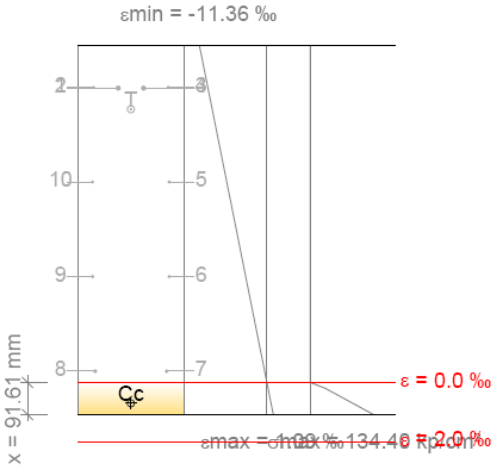
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk}: Resistencia característica de proyecto f_{yk} : 5096.84 kp/cm²

γ_s: Coeficiente parcial de seguridad. γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	406.00	-4432.04	-0.009950
2	Ø20	-36.00	404.00	-4432.04	-0.009926
3	Ø20	36.00	404.00	-4432.04	-0.009926
4	Ø16	106.00	406.00	-4432.04	-0.009950
5	Ø10	109.00	136.83	0.00	-0.006759
6	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.003569
7	Ø25	101.50	-401.50	-770.79	-0.000378
8	Ø25	-101.50	-401.50	-770.79	-0.000378
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.003569
10	Ø10	-109.00	136.83	0.00	-0.006759

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	20.762	0.00	-492.78
Cs	0.000	0.00	0.00
T	20.762	0.00	343.68

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — N_{Rd} : 0.000 t

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{Rd,x}$: -17.366 t·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 20.762 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 0.000 t

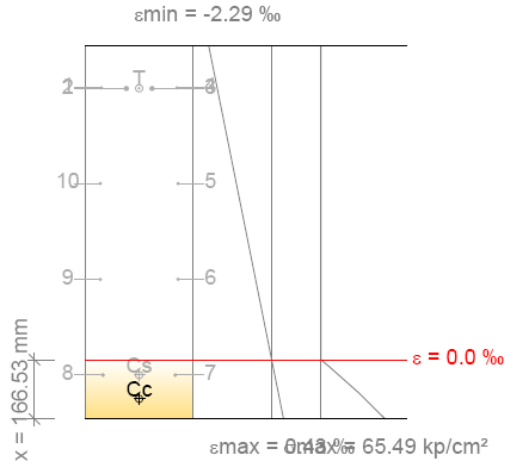
T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 20.762 t

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: -492.78 mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — e_{cs} : 0.00 mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	343.68	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0011	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0100	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	134.40	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	4432.04	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	406.00	-4044.45	-0.001984
2	Ø20	-36.00	404.00	-4033.87	-0.001979
3	Ø20	36.00	404.00	-4033.87	-0.001979
4	Ø16	106.00	406.00	-4044.45	-0.001984
5	Ø10	109.00	136.83	0.00	-0.001285
6	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.000587
7	Ø25	101.50	-401.50	+227.65	+0.000112
8	Ø25	-101.50	-401.50	+227.65	+0.000112
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.000587
10	Ø10	-109.00	136.83	0.00	-0.001285

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	17.019	0.00	-468.41
Cs	0.464	0.00	-401.50
T	17.482	0.00	404.64

$N_{ed} = C_c + C_s - T$ — N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{ed,x}$: -15.232 t·m

$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{ed,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	17.019	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	0.464	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	T :	17.482	t

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	0.00	mm
	$e_{cc,y}$:	-468.41	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	0.00	mm
	$e_{cs,y}$:	-401.50	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	404.64	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0004	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0020	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	65.49	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	4044.45	kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (EHE-08, Artículo 45.2.2.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.2.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (EHE-08, Artículo 45.2.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección. (EHE-08, Artículo 45.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (EHE-08, Artículo 45.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (EHE-08, Artículo 45.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

H31 - H32 (0.448 m - 8.516 m, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **52 mm** ≥ **20 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 20 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa. $Ø_{max}$: 20 mm

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

$s \leq 3 \cdot b_0 \not> 300$ mm **269 mm** ≤ **300 mm** ✓

Siendo:

b_0: Espesor bruto del elemento. b_0 : 300 mm

Estribos

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **134 mm** ≥ **20 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 20 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 6 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $Ø_{max}$: 6 mm

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción ρ_l con barras de acero f_{yk}=5096.84 kp/cm² debe cumplir:

$\rho_l \geq \rho_{l,min}$ **0.00382 ≥ 0.00280** ✓

Donde:

$\rho_{l,min} = 0.0028$ $\rho_{l,min}$: 0.00280

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$A_s \geq A_{s,min}$ **10.30 cm² ≥ 4.14 cm²** ✓

Donde:

$$A_{s,min} = 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$A_{s,min}$: 4.14 cm²

Siendo:

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 2700.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$$

η : **0.104** ✓

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd1,y}$: 13.655 t

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma. $V_{u1,y}$: 130.700 t

$$\eta_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$$

η : **0.649** ✓

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd2,y}$: 13.655 t

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $V_{u2,y}$: 21.037 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.550 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblícua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

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

V_{u1} : 130.700 t

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil. **K** : 1.00

$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. σ'_{cd} : -16.12 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. N_d : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 2700.00 cm²

A'_s: Área total de la armadura comprimida. A'_s : 9.82 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón f_{1cd} : 101.94 kp/cm²

$f_{ck} \leq 60\ N/mm^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

b_0: Anchura neta mínima del elemento. b_0 : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 854.78 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. **θ** : 45.0 grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.550 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

V_{u2} : 21.037 t

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2,min}$: 11.811 t

Donde:

V_{su}: Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante. V_{su} : 12.668 t

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

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. A_α : 4.04 cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. $f_{y\alpha,d}$: 4077.47 kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. **θ** : 45.0 grados

z: Brazo mecánico. **z** : 769.30 mm

V_{cu}: Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante. **V_{cu}** : 8.369 t

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

Donde:

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 854.78 mm

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. **γ_c** : 1.5

ξ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'. **ξ** : 1.48

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm². **f_{cv}** : 254.84 kp/cm²

$$f_{cv} = f_{ck} \not> 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : 254.84 kp/cm²

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. **σ'_{cd}** : 0.00 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \not> 12 \text{ MPa}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 2700.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

ρ_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. **ρ_l** : 0.0040

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción. **A_s** : 10.30 cm²

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblícua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot g\, \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$ **140 mm ≤ 600 mm** ✓

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 854.78 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$$s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$ **228 mm ≤ 500 mm** ✓

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\text{sen}\alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$ **17.8991** ≥ **10.4586** ✓

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. **A_α** : *4.04* cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. **$f_{y\alpha,d}$** : *4432.03* kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : *90.0* grados

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : *300.00* mm

$f_{ct,m}$: Resistencia media a tracción del hormigón. **$f_{ct,m}$** : *26.15* kp/cm²

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : *254.84* kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)

(EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.448 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$ η : ***0.411*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed},M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo. **N_{ed}** : *0.000* t

M_{ed}: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{ed,x}$** : *-15.232* t·m

$M_{ed,y}$: *0.000* t·m

N_{Rd},M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd}: Axil de agotamiento. **N_{Rd}** : *0.000* t

M_{Rd}: Momentos de agotamiento. **$M_{Rd,x}$** : *-37.104* t·m

$M_{Rd,y}$: *0.000* t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

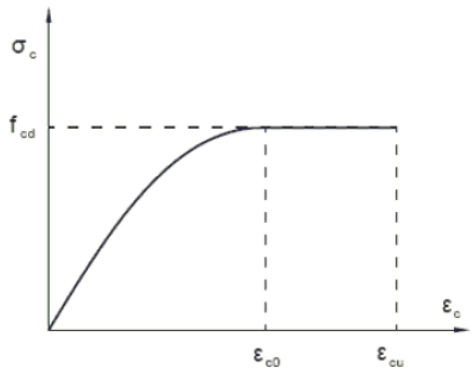
(a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.

(b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

(c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

(d) Diagramas de cálculo.

(i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

ε_{c0}: Deformación de rotura del hormigón en compresión simple. ε_{c0} : 0.0020

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

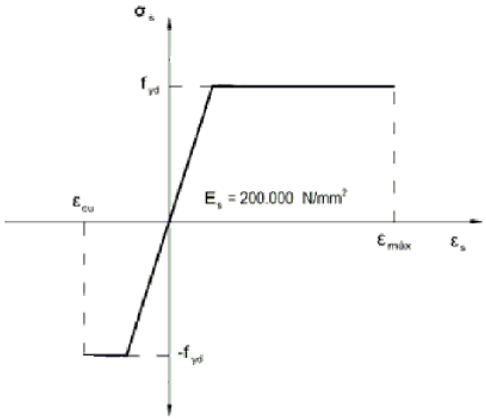
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc}: Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración. α_{cc} : 1.00

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

ε_{max}: Deformación máxima del acero en tracción. ε_{max} : 0.0100

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

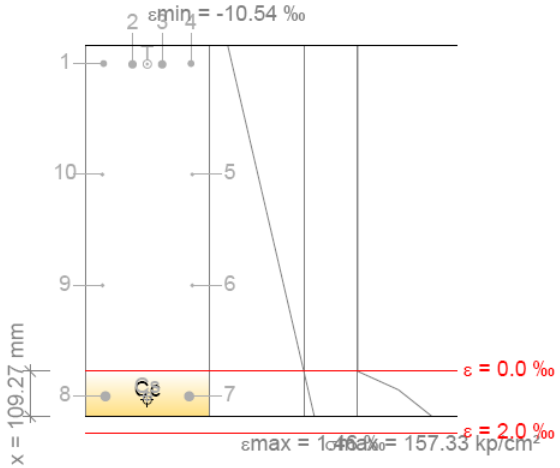
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk}: Resistencia característica de proyecto f_{yk} : 5096.84 kp/cm²

γ_s: Coeficiente parcial de seguridad. γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	406.00	-4432.04	-0.009950
2	Ø20	-36.00	404.00	-4432.04	-0.009923
3	Ø20	36.00	404.00	-4432.04	-0.009923
4	Ø16	106.00	406.00	-4432.04	-0.009950
5	Ø10	109.00	136.83	0.00	-0.006363
6	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.002777
7	Ø25	101.50	-401.50	+1650.91	+0.000810
8	Ø25	-101.50	-401.50	+1650.91	+0.000810
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.002777
10	Ø10	-109.00	136.83	0.00	-0.006363

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	30.707	0.00	-410.66
Cs	14.963	0.00	-401.50
T	45.669	0.00	404.78

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — N_{Rd} : 0.000 t

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{Rd,x}$: -37.104 t·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 30.707 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 14.963 t

T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 45.669 t

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: -410.66 mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: 0.00 mm; $e_{cs,y}$: -401.50 mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{T,x}$: 0.00 mm
$e_{T,y}$: 404.78 mm

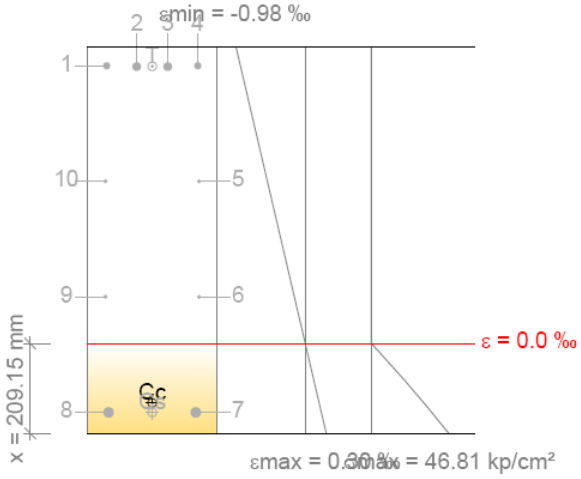
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. ε_{cmax} : 0.0015

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. ε_{smax} : 0.0099

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. σ_{cmax} : 157.33 kp/cm²

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. σ_{smax} : 4432.04 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	406.00	-1877.05	-0.000921
2	Ø20	-36.00	404.00	-1871.25	-0.000918
3	Ø20	36.00	404.00	-1871.25	-0.000918
4	Ø16	106.00	406.00	-1877.05	-0.000921
5	Ø10	109.00	136.83	0.00	-0.000538
6	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.000154
7	Ø25	101.50	-401.50	+466.19	+0.000229
8	Ø25	-101.50	-401.50	+466.19	+0.000229
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.000154
10	Ø10	-109.00	136.83	0.00	-0.000538

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	15.080	0.00	-379.37
Cs	4.225	0.00	-401.50
T	19.305	0.00	404.78

$N_{ed} = C_c + C_s - T$ N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ $M_{ed,x}$: -15.232 t·m

$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ $M_{ed,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. C_c : 15.080 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. C_s : 4.225 t

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : 19.305 t

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	0.00	mm
	$e_{cc,y}$:	-379.37	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	0.00	mm
	$e_{cs,y}$:	-401.50	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	404.78	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0003	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0009	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	46.81	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	1877.05	kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (EHE-08, Artículo 45.2.2.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.2.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (EHE-08, Artículo 45.2.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección. (EHE-08, Artículo 45.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (EHE-08, Artículo 45.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (EHE-08, Artículo 45.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

H31 - H32 (7.546 m - H32, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **43 mm** ≥ **25 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 25 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 25 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa. $Ø_{max}$: 25 mm

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

$s \leq 3 \cdot b_0 \not> 300$ mm **269 mm** ≤ **300 mm** ✓

Siendo:

b_0: Espesor bruto del elemento. b_0 : 300 mm

Estribos

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **134 mm** ≥ **20 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 20 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 6 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $Ø_{max}$: 6 mm

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión positiva alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción ρ_l con barras de acero f_{yk}=5096.84 kp/cm² debe cumplir:

$\rho_l \geq \rho_{l,min}$ **0.00727 ≥ 0.00280** ✓

Donde:

$\rho_{l,min} = 0.0028$ $\rho_{l,min}$: 0.00280

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$A_s \geq A_{s,min}$ **19.64 cm² ≥ 3.08 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min} = \alpha \cdot A_{s,nec}$ $A_{s,min}$: 3.08 cm²

Siendo:

$A_{s,nec}$: Área de la sección de armadura de tracción necesaria por cálculo. $A_{s,nec}$: 2.60 cm²

$\alpha = 1.5 - 12.5 \cdot \frac{A_{s,nec} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$ α : 1.186

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 2700.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$\eta_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$ η : **0.104** ✓

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd1,y}$: 13.586 t

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma. $V_{u1,y}$: 130.700 t

$\eta_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$ η : **0.646** ✓

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd2,y}$: 13.586 t

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $V_{u2,y}$: 21.037 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.287 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblícua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

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

V_{u1} : 130.700 t

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil. **K** : 1.00

$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$

σ'cd: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. σ'_{cd} : -23.56 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. N_d : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 2700.00 cm²

A'_s: Área total de la armadura comprimida. A'_s : 14.35 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón f_{1cd} : 101.94 kp/cm²

$f_{ck} \leq 60\ N/mm^2 \rightarrow f_{1cd} - 0.60 \cdot f_{cd}$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

b_0: Anchura neta mínima del elemento. b_0 : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 854.78 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. θ : 45.0 grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.287 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

V_{u2} : 21.037 t

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd}\right] \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2,min}$: 11.811 t

Donde:

V_{su}: Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante. V_{su} : 12.668 t

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

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. A_α : 4.04 cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. $f_{y\alpha,d}$: 4077.47 kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. θ : 45.0 grados

z: Brazo mecánico. **z** : 769.30 mm

V_{cu}: Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante. **V_{cu}** : 8.369 t

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

Donde:

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 854.78 mm

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

ξ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'. ξ : 1.48

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm². **f_{cv}** : 254.84 kp/cm²

$$f_{cv} = f_{ck} \not> 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : 254.84 kp/cm²

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. **σ'_{cd}** : 0.00 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \not> 12 \text{ MPa}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 2700.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

ρ_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. ρ_l : 0.0040

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción. **A_s** : 10.30 cm²

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblícua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot g\, \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

140 mm ≤ 600 mm ✓

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 854.78 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$s_{t,trans} \leq d \leq 500$ mm **228 mm ≤ 500 mm** ✓

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\text{sen}\alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

17.8991 ≥ 10.4586 ✓

Donde:

$\mathbf{A_\alpha}$: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza.	$\mathbf{A_\alpha}$:	4.04	cm²/m
$\mathbf{f_{y\alpha,d}}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α.	$\mathbf{f_{y\alpha,d}}$:	4432.03	kp/cm²
α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.	α :	90.0	grados
$\mathbf{b_0}$: Anchura neta mínima del elemento.	$\mathbf{b_0}$:	300.00	mm
$\mathbf{f_{ct,m}}$: Resistencia media a tracción del hormigón.	$\mathbf{f_{ct,m}}$:	26.15	kp/cm²

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

$\mathbf{f_{ck}}$: Resistencia característica del hormigón.	$\mathbf{f_{ck}}$:	254.84	kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'H32', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η : **0.563** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed},M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo. — N_{ed} : 0.000 t

M_{ed}: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{ed,x}$: -13.124 t·m

$M_{ed,y}$: 0.000 t·m

N_{Rd},M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd}: Axil de agotamiento. — N_{Rd} : 0.000 t

M_{Rd}: Momentos de agotamiento. — $M_{Rd,x}$: -23.304 t·m

$M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

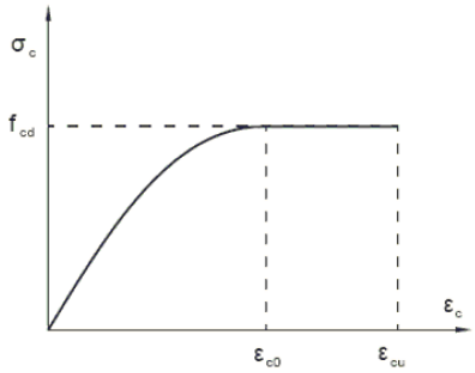
(a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.

(b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

(c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

(d) Diagramas de cálculo.

(i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. — f_{cd} : 169.89 kp/cm²

ε_{c0}: Deformación de rotura del hormigón en compresión simple. — ε_{c0} : 0.0020

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. — ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

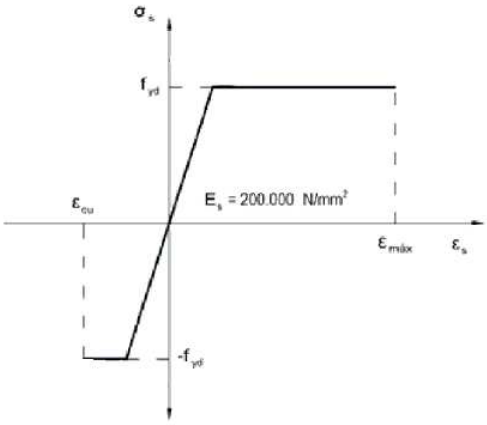
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc}: Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración. α_{cc} : 1.00

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

ε_{max}: Deformación máxima del acero en tracción. ε_{max} : 0.0100

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

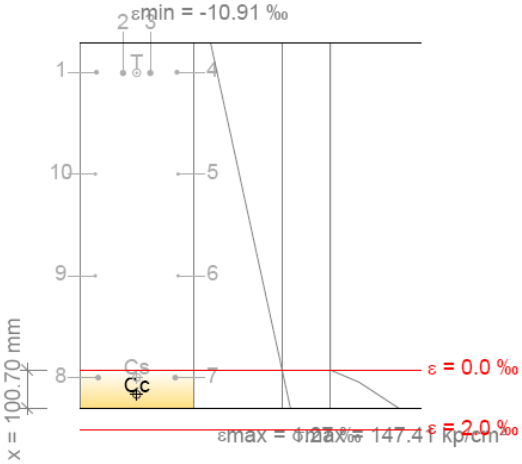
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk}: Resistencia característica de proyecto f_{yk} : 5096.84 kp/cm²

γ_s: Coeficiente parcial de seguridad. γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	406.00	-4432.04	-0.009950
2	Ø20	-36.00	404.00	-4432.04	-0.009925
3	Ø20	36.00	404.00	-4432.04	-0.009925
4	Ø16	106.00	406.00	-4432.04	-0.009950
5	Ø10	109.00	136.83	0.00	-0.006549
6	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.003148
7	Ø25	101.50	-401.50	+516.66	+0.000253
8	Ø25	-101.50	-401.50	+516.66	+0.000253
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.003148
10	Ø10	-109.00	136.83	0.00	-0.006549

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	25.728	0.00	-446.32
Cs	1.746	0.00	-401.50
T	27.474	0.00	404.74

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — N_{Rd} : 0.000 t

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{Rd,x}$: -23.304 t·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Donde:

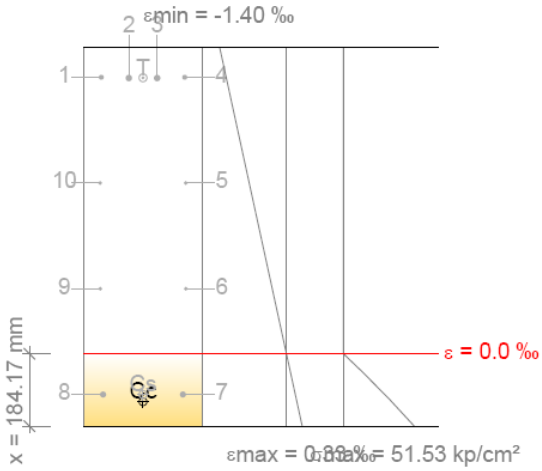
- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 25.728 t
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 1.746 t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — T : 27.474 t
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: -446.32 mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: 0.00 mm; $e_{cs,y}$: -401.50 mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: 0.00 mm; $e_{T,y}$: 404.74 mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0013

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. ε_{smax} : 0.0100

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. σ_{cmax} : 147.41 kp/cm²

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. σ_{smax} : 4432.04 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	406.00	-2576.62	-0.001264
2	Ø20	-36.00	404.00	-2569.30	-0.001260
3	Ø20	36.00	404.00	-2569.30	-0.001260
4	Ø16	106.00	406.00	-2576.62	-0.001264
5	Ø10	109.00	136.83	0.00	-0.000781
6	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.000297
7	Ø25	101.50	-401.50	+378.93	+0.000186
8	Ø25	-101.50	-401.50	+378.93	+0.000186
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.000297
10	Ø10	-109.00	136.83	0.00	-0.000781

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	14.663	0.00	-419.86
Cs	1.281	0.00	-401.50
T	15.944	0.00	404.74

$N_{ed} = C_c + C_s - T$ N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ $M_{ed,x}$: -13.124 t·m

$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ $M_{ed,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. C_c : 14.663 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. C_s : 1.281 t

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : 15.944 t

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: -419.86 mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. $e_{cs,x}$: 0.00 mm; $e_{cs,y}$: -401.50 mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	404.74	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0003	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0013	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	51.53	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	2576.62	kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (EHE-08, Artículo 45.2.2.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.746 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{T_d}{T_{u1}} \leq 1$$

η_1 : **0.107** ✓

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo.	T_d :	1.084	t·m
T_{u1}: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.	T_{u1} :	10.160	t·m

El esfuerzo torsor de agotamiento que pueden resistir las bielas comprimidas se deduce de la siguiente expresión:

$$T_{u1} = 2 \cdot K \cdot \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \frac{ctg\theta}{1 + ctg^2\theta}$$

Donde:

f_{1cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{1cd} :	102	kp/cm²
K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.	K :	1.00	
α: Coeficiente que depende de la disposición de estribos.	α :	0.60	
θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	θ :	45.0	grados
A_e: Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (Artículo 45.2.1).	A_e :	1476.56	cm²
h_e: Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1).	h_e :	112.50	mm

$$h_e = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.	A :	2700.00	cm²
u: Perímetro exterior de la sección transversal.	u :	2400.00	mm
c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales.	c :	46.75	mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.2.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (EHE-08, Artículo 45.2.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.900 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta = \left(\frac{T_d}{T_{u1}}\right)^{\beta} + \left(\frac{V_{rd}}{V_{u1}}\right)^{\beta} \leq 1$$

η_1 : **0.133** ✓

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo.	T_d :	1.084	t·m
T_{u1}: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.	T_{u1} :	10.160	t·m
V_{rd}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	V_{rd} :	-15.959	t·m
V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.	V_{u1} :	130.700	t·m
β: Coeficiente que depende de las características de la sección hueca eficaz.	β :	1.25	

$$\beta = 2 \cdot \left(1 - \frac{h_e}{b}\right)$$

Donde:

b: Ancho del elemento	**b** :	300.00	mm
h_e: Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1).	h_e :	112.50	mm

$$h_e = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.	**A** :	2700.00	cm²
u: Perímetro exterior de la sección transversal.	**u** :	2400.00	mm
c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales.	**c** :	46.75	mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección. (EHE-08, Artículo 45.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (EHE-08, Artículo 45.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (EHE-08, Artículo 45.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

H31 - H32

Fisuración por compresión (EHE-08, Artículo 49.2.1)

Se debe satisfacer:

$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck,j}$ **46.88 kp/cm² ≤ 180.75 kp/cm²** ✓

La tensión de compresión máxima se produce en el nudo H31, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa.

Donde:

σ_c: Tensión de compresión del hormigón. σ_c : 46.88 kp/cm²

$f_{ck,j}$: Resistencia característica del hormigón a la edad de 'j' días. Se adopta j = 120. $f_{ck,j}$: 301.25 kp/cm²

$$f_{ck,j} = \beta_{cc} \cdot f_{ck,28} + 8\ \text{MPa} \cdot (\beta_{cc} - 1)$$

Donde:

$f_{ck,28}$: Resistencia característica del hormigón a la edad de 28 días. $f_{ck,28}$: 254.84 kp/cm²

β_{cc}: Coeficiente que depende de la edad del hormigón. β_{cc} : 1.14

$$\beta_{cc} = e^{\left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}}\right)\right]}$$

Donde:

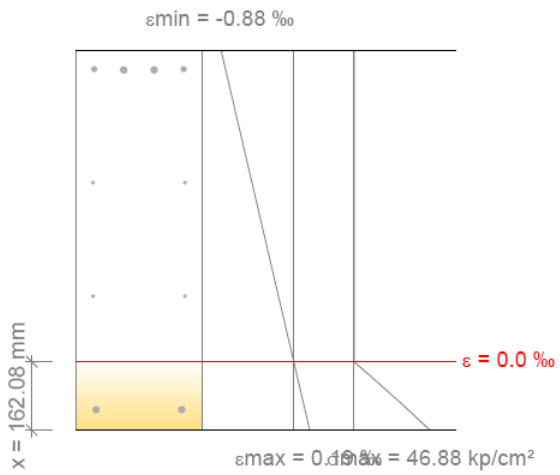
s: Coeficiente que depende del tipo de cemento. Se adopta el valor correspondiente a cementos normales. **s** : 0.25

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de la combinación:

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. $M_{ed,X}$: 0.000 t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. $M_{ed,Y}$: -10.252 t·m



Fisuración por tracción: Cara superior (EHE-08, Artículo 49.2.3)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Fisuración por tracción: Cara lateral derecha (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

$w_k \leq w_{max}$ **0.056 mm ≤ 0.400 mm** ✓

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 4.546 m del nudo H31, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 101.50 mm, Y = -401.50 mm.

Donde:

W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2. **W_{max}** : 0.400 mm

Designación del tipo de ambiente: I

W_k: Abertura característica de fisura. **W_k** : 0.056 mm

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

Siendo:

β: Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos. β : 1.70

s_m: Separación media entre fisuras. **s_m** : 131.80 mm

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \frac{Ø \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Donde:

c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas. **c** : 36.00 mm

s: Distancia media entre las barras traccionadas de la sección. **s** : 75.00 mm

Ø: Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección. **Ø** : 25.00 mm

k_1: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal. **k_1** : 0.124

$$k_1 = 0.25 \cdot \frac{\sigma_{ct,m}}{f_{ct,m,fl}}$$

Donde:

$\sigma_{ct,m}$: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I). **$\sigma_{ct,m}$** : 13.01 kp/cm²

$$\sigma_{ct,m} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

Donde:

F_{ct}: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **F_{ct}** : 16.802 t

A_{ct}: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). A_{ct} : 129170.91 mm²

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón. $f_{ct,m,fl}$: 26.15 kp/cm²

$A_{c,eficaz}$: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). $A_{c,eficaz}$: 70721.18 mm²

A_s: Área de la armadura traccionada. A_s : 1963.52 mm²

ε_{sm}: Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras. ε_{sm} : 0.000249

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Donde:

E_s: Módulo de deformación longitudinal del acero. E_s : 2038735.98 kp/cm²

k_2: Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes. k_2 : 0.50

σ_s: Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada. σ_s : 897.19 kp/cm²

σ_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón. σ_{sr} : 837.14 kp/cm²

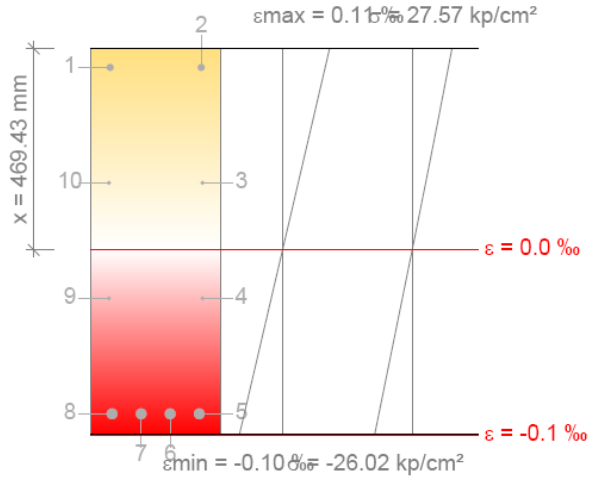
Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td},M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). N_{td} : 0.000 t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. $M_{td,X}$: 0.000 t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. $M_{td,Y}$: 12.680 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm²)	ε
4	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.000027
5	Ø25	101.50	-401.50	-184.68	-0.000091
6	Ø25	33.83	-401.50	-184.68	-0.000091
7	Ø25	-33.83	-401.50	-184.68	-0.000091
8	Ø25	-101.50	-401.50	-184.68	-0.000091
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.000027

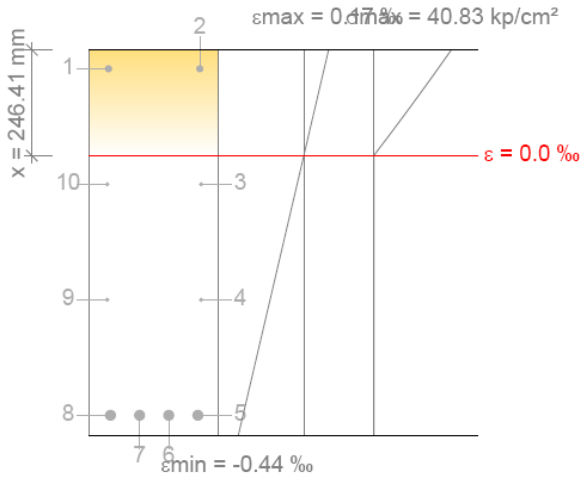
Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td},M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). **N_{td}** : 0.000 t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. **$M_{td,X}$** : 0.000 t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. **$M_{td,Y}$** : 12.680 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_{sr} (kp/cm²)	ε
3	Ø10	109.00	136.83	0.00	-0.000045
4	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.000228
5	Ø25	101.50	-401.50	-837.14	-0.000411
6	Ø25	33.83	-401.50	-837.14	-0.000411
7	Ø25	-33.83	-401.50	-837.14	-0.000411
8	Ø25	-101.50	-401.50	-837.14	-0.000411
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.000228
10	Ø10	-109.00	136.83	0.00	-0.000045

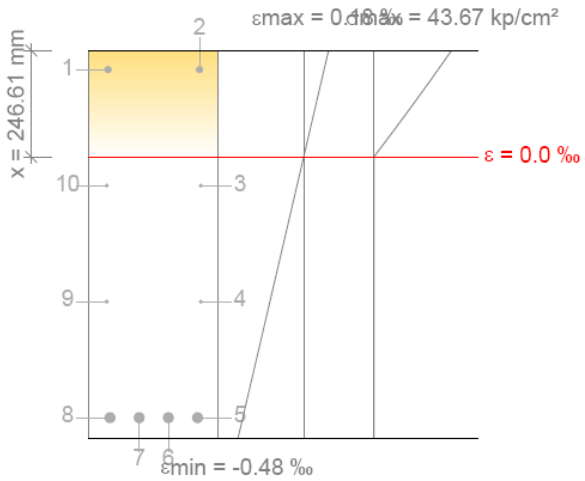
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : 0.000 t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : 0.000 t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : 13.588 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
3	Ø10	109.00	136.83	0.00	-0.000048
4	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.000244
5	Ø25	101.50	-401.50	-897.19	-0.000440
6	Ø25	33.83	-401.50	-897.19	-0.000440
7	Ø25	-33.83	-401.50	-897.19	-0.000440
8	Ø25	-101.50	-401.50	-897.19	-0.000440
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.000244
10	Ø10	-109.00	136.83	0.00	-0.000048

Fisuración por tracción: Cara inferior (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

$w_k \leq w_{max}$ **0.056 mm ≤ 0.400 mm** ✓

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 4.546 m del nudo H31, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 101.50 mm, Y = -401.50 mm.

Donde:

W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2. **W_{max}** : *0.400* mm

Designación del tipo de ambiente: I

W_k: Abertura característica de fisura. **W_k** : *0.056* mm

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

Siendo:

β: Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos. β : *1.70*

s_m: Separación media entre fisuras. **s_m** : *131.80* mm

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \frac{Ø \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Donde:

c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas. **c** : 36.00 mm

s: Distancia media entre las barras traccionadas de la sección. **s** : 75.00 mm

Ø: Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección. **Ø** : 25.00 mm

k_1: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal. **k_1** : 0.124

$$k_1 = 0.25 \cdot \frac{\sigma_{ct,m}}{f_{ct,m,fl}}$$

Donde:

$\sigma_{ct,m}$: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I). **$\sigma_{ct,m}$** : 13.01 kp/cm²

$$\sigma_{ct,m} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

Donde:

F_{ct}: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **F_{ct}** : 16.802 t

A_{ct}: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **A_{ct}** : 129170.91 mm²

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón. **$f_{ct,m,fl}$** : 26.15 kp/cm²

$A_{c,eficaz}$: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **$A_{c,eficaz}$** : 70721.18 mm²

A_s: Área de la armadura traccionada. **A_s** : 1963.52 mm²

ε_{sm}: Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras. **ε_{sm}** : 0.000249

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Donde:

E_s: Módulo de deformación longitudinal del acero. **E_s** : 2038735.98 kp/cm²

k_2: Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes. **k_2** : 0.50

σ_s: Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada. **σ_s** : 897.19 kp/cm²

σ_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón. **σ_{sr}** : 837.14 kp/cm²

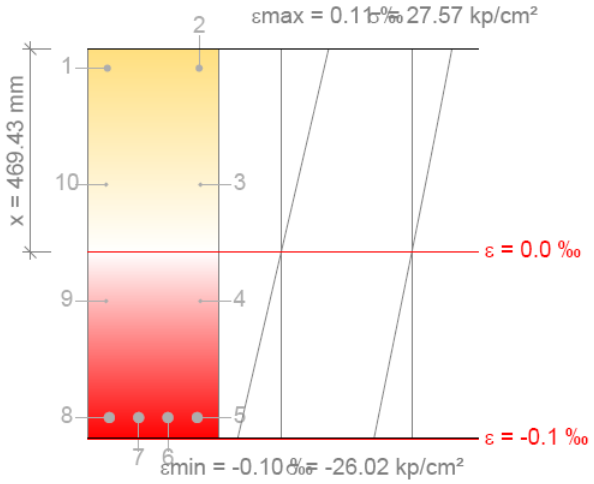
Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). **N_{td}** : 0.000 t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. **$M_{td,X}$** : 0.000 t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. **$M_{td,Y}$** : 12.680 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm²)	ε
4	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.000027
5	Ø25	101.50	-401.50	-184.68	-0.000091
6	Ø25	33.83	-401.50	-184.68	-0.000091
7	Ø25	-33.83	-401.50	-184.68	-0.000091
8	Ø25	-101.50	-401.50	-184.68	-0.000091
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.000027

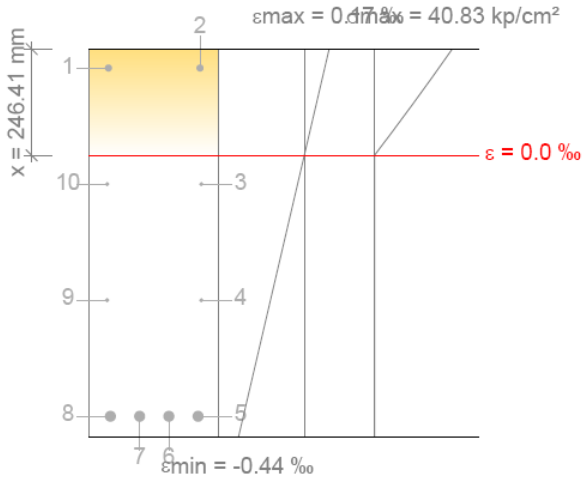
Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). **N_{td}** : 0.000 t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. **$M_{td,X}$** : 0.000 t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. **$M_{td,Y}$** : 12.680 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_{sr} (kp/cm²)	ε
3	Ø10	109.00	136.83	0.00	-0.000045
4	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.000228
5	Ø25	101.50	-401.50	-837.14	-0.000411
6	Ø25	33.83	-401.50	-837.14	-0.000411
7	Ø25	-33.83	-401.50	-837.14	-0.000411
8	Ø25	-101.50	-401.50	-837.14	-0.000411
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.000228
10	Ø10	-109.00	136.83	0.00	-0.000045

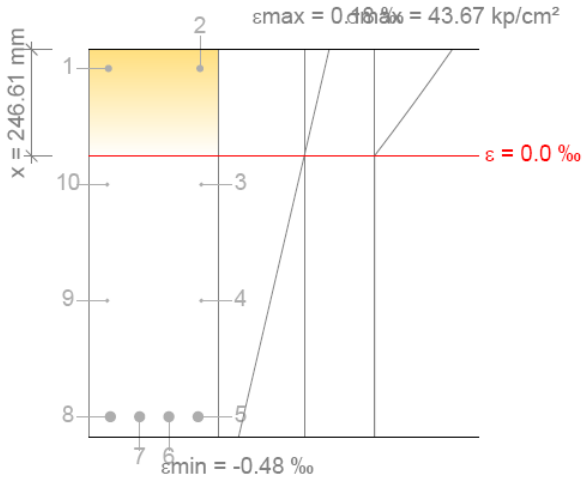
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.000* t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.000* t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *13.588* t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
3	Ø10	109.00	136.83	0.00	-0.000048
4	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.000244
5	Ø25	101.50	-401.50	-897.19	-0.000440
6	Ø25	33.83	-401.50	-897.19	-0.000440
7	Ø25	-33.83	-401.50	-897.19	-0.000440
8	Ø25	-101.50	-401.50	-897.19	-0.000440
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.000244
10	Ø10	-109.00	136.83	0.00	-0.000048

Fisuración por tracción: Cara lateral izquierda (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

$w_k \leq w_{max}$ **0.056 mm ≤ 0.400 mm** ✓

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 4.546 m del nudo H31, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -101.50 mm, Y = -401.50 mm.

Donde:

W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2. **W_{max}** : 0.400 mm

Designación del tipo de ambiente: I

W_k: Abertura característica de fisura. **W_k** : 0.056 mm

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

Siendo:

β: Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos. β : 1.70

s_m: Separación media entre fisuras. **s_m** : 131.80 mm

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \frac{Ø \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Donde:

c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas. **c** : 36.00 mm

s: Distancia media entre las barras traccionadas de la sección. **s** : 75.00 mm

Ø: Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección. **Ø** : 25.00 mm

k_1: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal. **k_1** : 0.124

$$k_1 = 0.25 \cdot \frac{\sigma_{ct,m}}{f_{ct,m,fl}}$$

Donde:

$\sigma_{ct,m}$: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I). **$\sigma_{ct,m}$** : 13.01 kp/cm²

$$\sigma_{ct,m} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

Donde:

F_{ct}: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **F_{ct}** : 16.802 t

A_{ct}: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **A_{ct}** : 129170.91 mm²

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón. **$f_{ct,m,fl}$** : 26.15 kp/cm²

$A_{c,eficaz}$: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **$A_{c,eficaz}$** : 70721.18 mm²

A_s: Área de la armadura traccionada. **A_s** : 1963.52 mm²

ε_{sm}: Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras. **ε_{sm}** : 0.000249

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Donde:

E_s: Módulo de deformación longitudinal del acero. **E_s** : 2038735.98 kp/cm²

k_2: Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes. **k_2** : 0.50

σ_s: Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada. **σ_s** : 897.19 kp/cm²

σ_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón. **σ_{sr}** : 837.14 kp/cm²

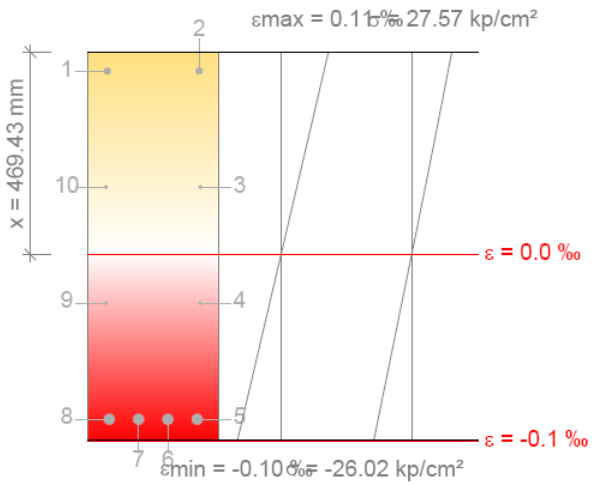
Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). **N_{td}** : 0.000 t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. **$M_{td,X}$** : 0.000 t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. **$M_{td,Y}$** : 12.680 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm²)	ε
4	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.000027
5	Ø25	101.50	-401.50	-184.68	-0.000091
6	Ø25	33.83	-401.50	-184.68	-0.000091
7	Ø25	-33.83	-401.50	-184.68	-0.000091
8	Ø25	-101.50	-401.50	-184.68	-0.000091
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.000027

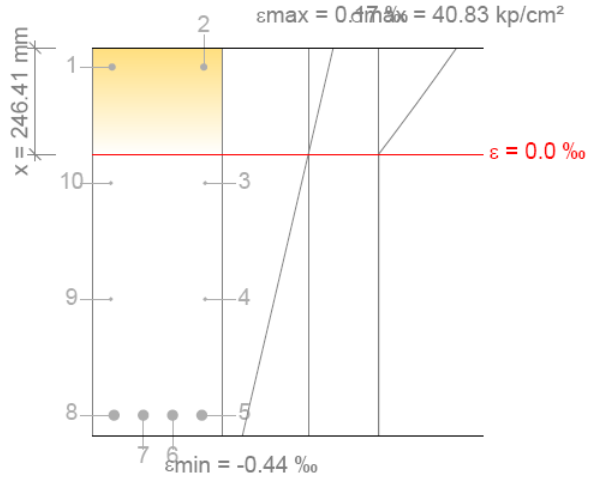
Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). **N_{td}** : *0.000* t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. **$M_{td,X}$** : *0.000* t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. **$M_{td,Y}$** : *12.680* t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_{sr} (kp/cm²)	ε
3	Ø10	109.00	136.83	0.00	-0.000045
4	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.000228

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_{sr} (kp/cm²)	ε
5	Ø25	101.50	-401.50	-837.14	-0.000411
6	Ø25	33.83	-401.50	-837.14	-0.000411
7	Ø25	-33.83	-401.50	-837.14	-0.000411
8	Ø25	-101.50	-401.50	-837.14	-0.000411
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.000228
10	Ø10	-109.00	136.83	0.00	-0.000045

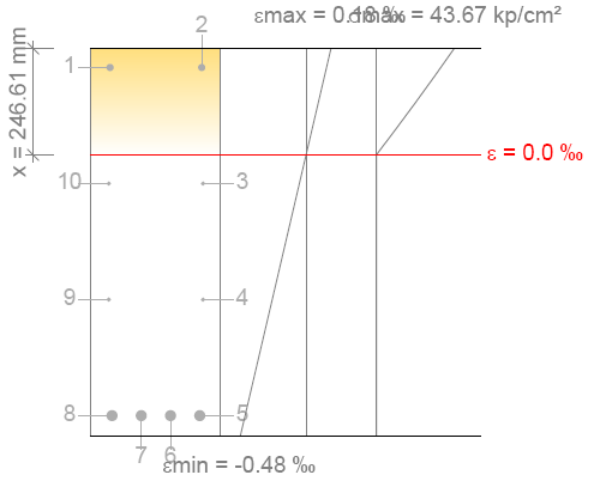
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.000* t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.000* t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *13.588* t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
3	Ø10	109.00	136.83	0.00	-0.000048
4	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.000244
5	Ø25	101.50	-401.50	-897.19	-0.000440
6	Ø25	33.83	-401.50	-897.19	-0.000440
7	Ø25	-33.83	-401.50	-897.19	-0.000440
8	Ø25	-101.50	-401.50	-897.19	-0.000440
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.000244
10	Ø10	-109.00	136.83	0.00	-0.000048

<u>Área mínima de armadura</u> (Criterio de CYPE Ingenieros)

Para garantizar que la armadura dispuesta es mayor o igual que la mínima necesaria para asegurar la transmisión de las tracciones del hormigón a las armaduras en el momento de producirse la fisuración, se debe satisfacer:

$\sigma_{sr} < f_{yk}$ **837.14 kp/cm² < 5096.84 kp/cm²** ✓

Donde:

σ_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.	σ_{sr} :	837.14	kp/cm²
f_{yk}: Valor característico del límite elástico de la armadura pasiva.	f_{yk} :	5096.84	kp/cm²
N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión).	N_{td} :	0.000	t
$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.	$M_{td,X}$:	0.000	t·m
$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.	$M_{td,Y}$:	12.680	t·m

Fisuración por cortante (EHE-08, Artículo 49.3)

Al cumplirse las indicaciones del Artículo 44º Estado Límite Último frente a Cortante, el control de la fisuración en servicio está asegurado sin comprobaciones adicionales.

5.- COMPROBACIONES DE FLECHA

Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim}$= L/350	A plazo infinito (Cuasipermanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim}$= Mín.(L/300, L/500+10.00)	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim}$= L/400	Estado
$f_{i,Q}$: 0.22 mm $f_{i,Q,lim}$: 25.43 mm	$f_{T,max}$: 3.93 mm $f_{T,lim}$: 27.80 mm	$f_{A,max}$: 1.69 mm $f_{A,lim}$: 22.25 mm	**CUMPLE**

Flecha total instantánea para el conjunto de las cargas de tipo "Sobrecarga" para la combinación "Característica" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "4.55 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ **0.22 mm ≤ 25.43 mm** ✓

$f_{i,Q,lim}$: límite establecido para la flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso **$f_{i,Q,lim}$** : *25.43* mm

$f_{i,Q,lim}$= L/350

L: longitud de referencia **L** : *8.90* m

$f_{i,Q}$: flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso aplicadas **$f_{i,Q}$** : *0.22* mm

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,Q,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	277920.49	1822500.00	1.82	1.82	0.00
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	287292.85	1822500.00	1.67	-0.15	0.00
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	288907.52	1820780.87	1.58	-0.10	0.00
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	293365.29	1728043.70	1.80	0.22	0.22

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,Q,max}$: valor máximo de la flecha instantánea debida a las sobrecargas de uso producida hasta el instante t_i

E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left(\exp\left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	1822500.00	1822500.00
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	1822500.00	1822500.00
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	1820780.87	1820780.87
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso	1728043.70	1728043.70

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \mathrm{MIN}_{j=1}^{j=i}\left(I_{e,v_i}\right)$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$I_{e,v}$: *1728043.70* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0.76	0	0	0	0.13	0.12

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano — I_{ec} : 1783060.67 cm4

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1) — I_{ee1} : 1404405.28 cm4

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2) — I_{ee2} : 1724839.49 cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	1822500.00	299267.65	-11.48	-12.77	1404405.28
Centro de vano	1822500.00	658447.09	12.68	12.83	1783060.67
Extremo (2)	1822500.00	299267.65	-11.48	-11.73	1724839.49

Siendo:

I_b: momento de inercia de la sección bruta

I_f: momento de inercia de la sección fisurada

M_f: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha total a plazo infinito para la combinación "Cuasipermanente" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "4.55 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso

$f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ — **3.93 mm ≤ 27.80 mm** ✓

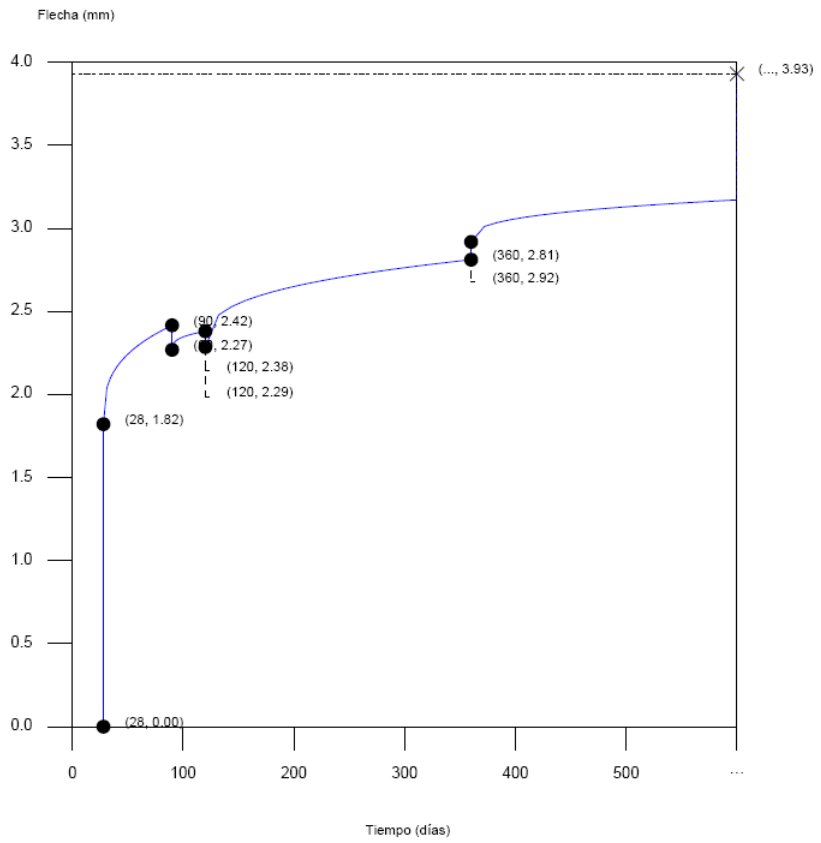
$f_{T,lim}$: límite establecido para la flecha total a plazo infinito — $f_{T,lim}$: 27.80 mm

$f_{T,lim}$= Mín.(L/300, L/500+10.00)

L: longitud de referencia — **L** : 8.90 m

$f_{T,max}$: valor máximo de la flecha total — $f_{T,max}$: 3.93 mm

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0,t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	1.82	1.82	0.60	2.42	2.42
2-3	90	120	2.42	-0.15	2.27	0.11	2.38	2.42
3-4	120	360	2.38	-0.10	2.29	0.53	2.81	2.81
4-∞	360	∞	2.81	0.11	2.92	1.01	3.93	3.93

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0,t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i,t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	277920.49	1822500.00	1.82	1.82	1.82
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	287292.85	1822500.00	1.67	-0.15	1.82

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	288907.52	1820780.87	1.58	-0.10	1.82
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	293365.29	1728043.70	1.69	0.11	1.82

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left(\exp\left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	1822500.00	1822500.00
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	1822500.00	1822500.00
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	1820780.87	1820780.87
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso	1728043.70	1728043.70

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \underset{j=1}{\overset{j=i}{\mathrm{MIN}}}\left(I_{e,v_i}\right)$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$I_{e,v}$: *1728043.70* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0.76	0	0	0	0.13	0.12

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

I_{ec} : *1783060.67* cm4

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

I_{ee1} : *1404405.28* cm4

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

I_{ee2} : *1724839.49* cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	1822500.00	299267.65	-11.48	-12.77	1404405.28
Centro de vano	1822500.00	658447.09	12.68	12.83	1783060.67
Extremo (2)	1822500.00	299267.65	-11.48	-11.73	1724839.49

Siendo:

I_b: momento de inercia de la sección bruta

I_f: momento de inercia de la sección fisurada

M_f: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i,t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i,t_f)$: flecha diferida por escalón de carga.Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum\left(\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f)\right)$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum\Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	1.82	1.82	0.67	1.00	0.33	0.60
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	-0.15	1.67	1.00	1.07	0.07	0.11
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	-0.10	1.58	1.07	1.40	0.33	0.53
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	0.11	1.69	1.40	2.00	0.60	1.01

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i,t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i,t_f)

$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "4.55 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ **1.69 mm ≤ 22.25 mm** ✓

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa — **$f_{A,lim}$** : 22.25 mm

$f_{A,lim}$= L/400

L: longitud de referencia — **L** : 8.90 m

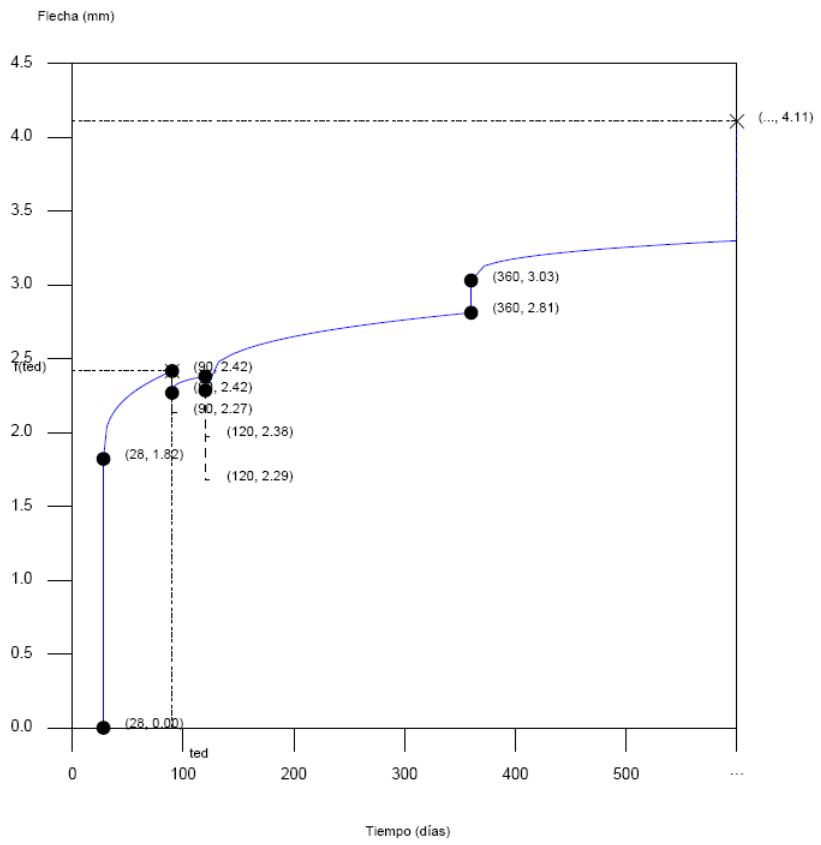
$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses" — **$f_{A,max}$** : 1.69 mm

Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$$

$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses" — **$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$** : 4.11 mm

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0,t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	1.82	1.82	0.60	2.42	2.42
2-3	90	120	2.42	-0.15	2.27	0.11	2.38	2.42
3-4	120	360	2.38	-0.10	2.29	0.53	2.81	2.81
4-∞	360	∞	2.81	0.22	3.03	1.08	4.11	4.11

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0,t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i,t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	277920.49	1822500.00	1.82	1.82	1.82
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	287292.85	1822500.00	1.67	-0.15	1.82

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	288907.52	1820780.87	1.58	-0.10	1.82
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	293365.29	1728043.70	1.80	0.22	1.82

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left(\exp\left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	1822500.00	1822500.00
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	1822500.00	1822500.00
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	1820780.87	1820780.87
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso	1728043.70	1728043.70

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \mathrm{MIN}_{j=1}^{j=i}\left(I_{e,v_j}\right)$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$I_{e,v}$: *1728043.70* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0.76	0	0	0	0.13	0.12

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

I_{ec} : *1783060.67* cm4

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

I_{ee1} : *1404405.28* cm4

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

I_{ee2} : *1724839.49* cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	1822500.00	299267.65	-11.48	-12.77	1404405.28
Centro de vano	1822500.00	658447.09	12.68	12.83	1783060.67
Extremo (2)	1822500.00	299267.65	-11.48	-11.73	1724839.49

Siendo:

I_b: momento de inercia de la sección bruta

I_f: momento de inercia de la sección fisurada

M_f: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i,t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i,t_f)$: flecha diferida por escalón de carga.Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum\left(\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f)\right)$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum\Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	1.82	1.82	0.67	1.00	0.33	0.60
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	-0.15	1.67	1.00	1.07	0.07	0.11
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	-0.10	1.58	1.07	1.40	0.33	0.53
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	0.22	1.80	1.40	2.00	0.60	1.08

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i,t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i,t_f)

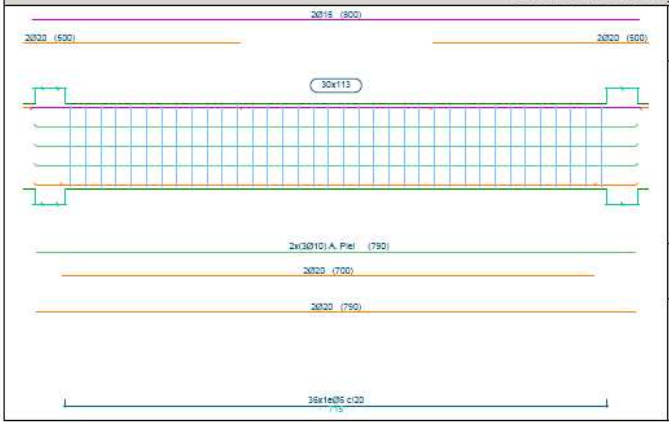
$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses" **$f(t_{ed})$** : 2.42 mm

La flecha total producida hasta el instante "t_{ed}" asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

Viga H3 – H4

Datos de la viga



Geometría	
Dimensiones	: 30x113
Luz libre	: 7.2 m
Recubrimiento geométrico superior	: 3.0 cm
Recubrimiento geométrico inferior	: 3.0 cm
Recubrimiento geométrico lateral	: 3.0 cm

Materiales	
Hormigón	: HA-25, Yc=1.5
Armadura longitudinal	: B 500 S, Ys=1.15
Armadura transversal	: B 500 S, Ys=1.15

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)																Estado
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T_c	T_{st}	T_{sl}	TNM_x	TNM_y	TV_x	TV_y	TV_xS_t	TV_yS_t	T,Geom.	$T,Disp._{sl}$	$T,Disp._{st}$	
H3 - H4	Cumple	Cumple	'1.088 m' η = 86.7	'H4' η = 75.1	'0.000 m' η = 17.4	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(3)	'0.000 m' η = 22.8	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	**CUMPLE η = 86.7**

Notación:
Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras
Arm.: Armadura mínima y máxima
Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
T_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
T_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
TNM_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.
TNM_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y.
TV_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua
TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua
TV_xS_t: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.
TV_yS_t: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
T,Geom.: Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección.
$T,Disp._{sl}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
$T,Disp._{st}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.
(2) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.
(3) No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)							Estado
	σ_c	$W_{k,C,sup.}$	$W_{k,C,Lat.Der.}$	$W_{k,C,inf.}$	$W_{k,C,Lat.Izq.}$	σ_{sr}	V_{fls}	
H3 - H4	x: 0 m Cumple	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	Cumple	**CUMPLE**

Notación:
σ_c: Fisuración por compresión
$W_{k,C,sup.}$: Fisuración por tracción: Cara superior
$W_{k,C,Lat.Der.}$: Fisuración por tracción: Cara lateral derecha
$W_{k,C,inf.}$: Fisuración por tracción: Cara inferior
$W_{k,C,Lat.Izq.}$: Fisuración por tracción: Cara lateral izquierda
σ_{sr}: Área mínima de armadura
V_{fls}: Fisuración por cortante
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Viga	**Sobrecarga (Característica)** $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim}$= L/350	**A plazo infinito (Cuasipermanente)** $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim}$= Mín.(L/300, L/500+10.00)	**Activa (Característica)** $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim}$= L/400	Estado
H3 - H4	$f_{i,Q}$: 0.20 mm $f_{i,Q,lim}$: 20.43 mm	$f_{T,max}$: 0.90 mm $f_{T,lim}$: 23.83 mm	$f_{A,max}$: 0.63 mm $f_{A,lim}$: 17.88 mm	**CUMPLE**

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

H3 - H4 (H3 - 1.995 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **49 mm** ≥ **20 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 20 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 - \varnothing_{max}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa. $Ø_{max}$: 20 mm

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

$s \leq 3 \cdot b_0 \not> 300$ mm **260 mm** ≤ **300 mm** ✓

Siendo:

b_0: Espesor bruto del elemento. b_0 : 300 mm

Estribos

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **194 mm** ≥ **20 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 20 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 6 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $Ø_{max}$: 6 mm

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción ρ_l con barras de acero f_{yk}=5096.84 kp/cm² debe cumplir:

$\rho_l \geq \rho_{l,min}$ **0.00304 ≥ 0.00280** ✓

Donde:

$\rho_{l,min} = 0.0028$ $\rho_{l,min}$: *0.00280*

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.28 cm² ≥ 5.20 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min} = 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ $A_{s,min}$: *5.20* cm²

Siendo:

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : *3390.00* cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : *169.89* kp/cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : *4432.03* kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$\eta_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$ η : ***0.108*** ✓

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd1,y}$: *17.948* t

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma. $V_{u1,y}$: *165.869* t

$\eta_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$ η : ***0.867*** ✓

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd2,y}$: *17.948* t

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $V_{u2,y}$: *20.704* t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.088 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblícua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

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

V_{u1} : 165.869 t

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil. — **K** : 1.00

$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. — σ'_{cd} : -16.43 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. — N_d : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. — A_c : 3390.00 cm²

A'_s: Área total de la armadura comprimida. — A'_s : 12.57 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. — f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón — f_{1cd} : 101.94 kp/cm²

$f_{ck} \leq 60\ N/mm^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. — f_{ck} : 254.84 kp/cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. — f_{cd} : 169.89 kp/cm²

b_0: Anchura neta mínima del elemento. — b_0 : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. — **d** : 1084.78 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. — α : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. — θ : 45.0 grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.088 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

V_{u2} : 20.704 t

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2,min}$: 14.173 t

Donde:

V_{su}: Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante. **V_{su}** : 11.254 t

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

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. **A_α** : 2.83 cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. **$f_{y\alpha,d}$** : 4077.47 kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. **θ** : 45.0 grados

z: Brazo mecánico. **z** : 976.30 mm

V_{cu}: Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante. **V_{cu}** : 9.450 t

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

Donde:

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 1084.78 mm

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. **γ_c** : 1.5

ξ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'. **ξ** : 1.43

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm². **f_{cv}** : 254.84 kp/cm²

$$f_{cv} = f_{ck} \not> 60\ N/mm^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : 254.84 kp/cm²

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. **σ'_{cd}** : 0.00 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \not> 12\ MPa$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 3390.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

ρ_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. **ρ_l** : 0.0032

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción. **A_s** : *10.30* cm²

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblícua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot g\ \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

200 mm ≤ **600 mm** ✓

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : *1084.78* mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : *90.0* grados

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$$s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

228 mm ≤ **500 mm** ✓

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\text{sen}\alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

12.5294 ≥ **10.4586** ✓

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. **A_α** : *2.83* cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. **$f_{y\alpha,d}$** : *4432.03* kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : *90.0* grados

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : *300.00* mm

$f_{ct,m}$: Resistencia media a tracción del hormigón. **$f_{ct,m}$** : *26.15* kp/cm²

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : *254.84* kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'H3', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η : *0.735* ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed},M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo. — N_{ed} : *0.000* t

M_{ed}: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{ed,x}$: *-28.259* t·m; $M_{ed,y}$: *0.000* t·m

N_{Rd},M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd}: Axil de agotamiento. — N_{Rd} : *0.000* t

M_{Rd}: Momentos de agotamiento. — $M_{Rd,x}$: *-38.461* t·m; $M_{Rd,y}$: *0.000* t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

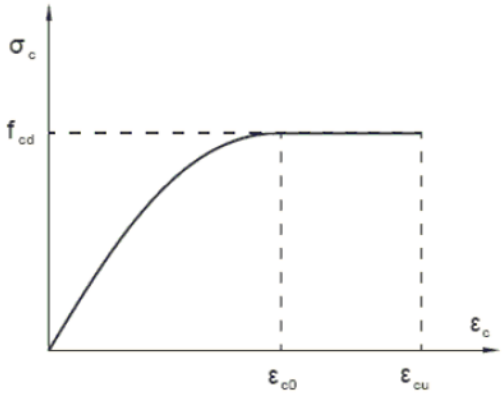
(a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.

(b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

(c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

(d) Diagramas de cálculo.

(i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

ε_{c0}: Deformación de rotura del hormigón en compresión simple. ε_{c0} : 0.0020

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

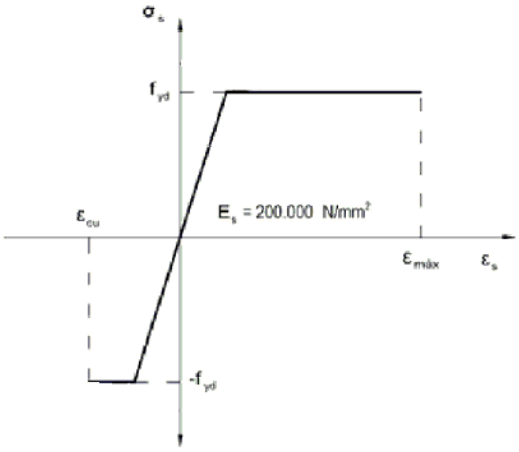
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc}: Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración. α_{cc} : 1.00

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

ε_{max}: Deformación máxima del acero en tracción. ε_{max} : 0.0100

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

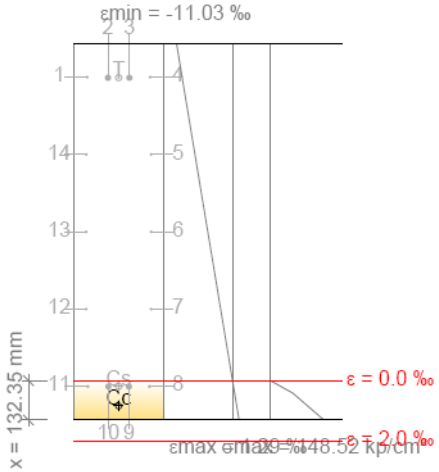
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk}: Resistencia característica de proyecto — f_{yk} : 5096.84 kp/cm²

γ_s: Coeficiente parcial de seguridad. — γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	521.00	-4432.04	-0.009950
2	Ø20	-36.00	519.00	-4432.04	-0.009930
3	Ø20	36.00	519.00	-4432.04	-0.009930
4	Ø16	106.00	521.00	-4432.04	-0.009950
5	Ø10	109.00	261.00	0.00	-0.007415
6	Ø10	109.00	1.00	0.00	-0.004879
7	Ø10	109.00	-259.00	0.00	-0.002344
8	Ø20	104.00	-519.00	+391.24	+0.000192
9	Ø20	34.67	-519.00	0.00	+0.000192
10	Ø20	-34.67	-519.00	0.00	+0.000192
11	Ø20	-104.00	-519.00	+391.24	+0.000192
12	Ø10	-109.00	-259.00	0.00	-0.002344
13	Ø10	-109.00	1.00	0.00	-0.004879
14	Ø10	-109.00	261.00	0.00	-0.007415

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	34.165	0.00	-584.53
Cs	0.717	0.00	-519.00
T	34.882	0.00	519.40

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — N_{Rd} : 0.000 t

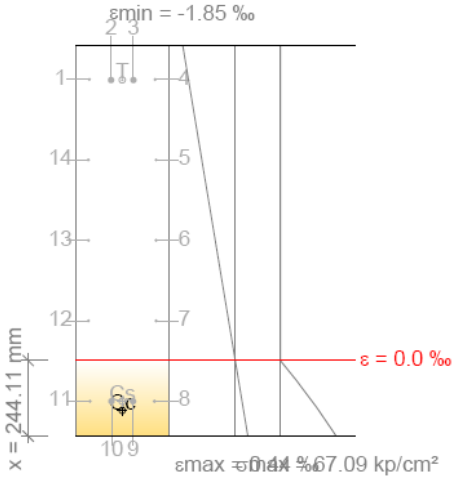
$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{Rd,x}$: -38.461 t·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	34.165	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	0.717	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	T :	34.882	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	0.00	mm
	$e_{cc,y}$:	-584.53	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	0.00	mm
	$e_{cs,y}$:	-519.00	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	519.40	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0013	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0099	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	148.52	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	4432.04	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	521.00	-3370.71	-0.001653
2	Ø20	-36.00	519.00	-3363.29	-0.001650
3	Ø20	36.00	519.00	-3363.29	-0.001650
4	Ø16	106.00	521.00	-3370.71	-0.001653
5	Ø10	109.00	261.00	0.00	-0.001180
6	Ø10	109.00	1.00	0.00	-0.000707
7	Ø10	109.00	-259.00	0.00	-0.000234
8	Ø20	104.00	-519.00	+487.66	+0.000239
9	Ø20	34.67	-519.00	0.00	+0.000239
10	Ø20	-34.67	-519.00	0.00	+0.000239

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
11	Ø20	-104.00	-519.00	+487.66	+0.000239
12	Ø10	-109.00	-259.00	0.00	-0.000234
13	Ø10	-109.00	1.00	0.00	-0.000707
14	Ø10	-109.00	261.00	0.00	-0.001180

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	25.589	0.00	-548.67
Cs	0.894	0.00	-519.00
T	26.483	0.00	519.40

$N_{ed} = C_c + C_s - T$ — N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{ed,x}$: -28.259 t·m

$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{ed,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 25.589 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 0.894 t

T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 26.483 t

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: -548.67 mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: 0.00 mm; $e_{cs,y}$: -519.00 mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: 0.00 mm; $e_{T,y}$: 519.40 mm

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0004

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — ε_{smax} : 0.0017

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — σ_{cmax} : 67.09 kp/cm²

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — σ_{smax} : 3370.71 kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (EHE-08, Artículo 45.2.2.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{T_d}{T_{u1}} \leq 1$$

η_1 : **0.174** ✓

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo. T_d : 2.320 t·m

T_{u1}: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas. T_{u1} : 13.307 t·m

El esfuerzo torsor de agotamiento que pueden resistir las bielas comprimidas se deduce de la siguiente expresión:

$$T_{u1} = 2 \cdot K \cdot \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \frac{ctg\theta}{1 + ctg^2\theta}$$

Donde:

f_{1cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{1cd} : 102 kp/cm²

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil. K : 1.00

α: Coeficiente que depende de la disposición de estribos. α : 0.60

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. θ : 45.0 grados

A_e: Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (Artículo 45.2.1). A_e : 1835.50 cm²

h_e: Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1). h_e : 118.53 mm

$$h_e = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores. A : 3390.00 cm²

u: Perímetro exterior de la sección transversal. u : 2860.00 mm

c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales. c : 45.50 mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.2.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (EHE-08, Artículo 45.2.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta = \left(\frac{T_d}{T_{u1}}\right)^{\beta} + \left(\frac{V_{rd}}{V_{u1}}\right)^{\beta} \leq 1$$

η_1 : *0.228* ✓

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo.	T_d :	*2.320*	t·m
T_{u1}: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.	T_{u1} :	*13.307*	t·m
V_{rd}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	V_{rd} :	*26.229*	t·m
V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.	V_{u1} :	*165.869*	t·m
β: Coeficiente que depende de las características de la sección hueca eficaz.	β :	*1.21*	

$$\beta = 2 \cdot \left(1 - \frac{h_e}{b}\right)$$

Donde:

b: Ancho del elemento	**b** :	*300.00*	mm
h_e: Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1).	h_e :	*118.53*	mm

$$h_e = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.	**A** :	*3390.00*	cm²
u: Perímetro exterior de la sección transversal.	**u** :	*2860.00*	mm
c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales.	**c** :	*45.50*	mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección. (EHE-08, Artículo 45.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (EHE-08, Artículo 45.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (EHE-08, Artículo 45.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

H3 - H4 (0.495 m - 6.972 m, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **49 mm** ≥ **20 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 20 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa. $Ø_{max}$: 20 mm

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

$s \leq 3 \cdot b_0 \not> 300$ mm **260 mm** ≤ **300 mm** ✓

Siendo:

b_0: Espesor bruto del elemento. b_0 : 300 mm

Estribos

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **194 mm** ≥ **20 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 20 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 6 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $Ø_{max}$: 6 mm

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción ρ_l con barras de acero f_{yk}=5096.84 kp/cm² debe cumplir:

$\rho_l \geq \rho_{l,min}$ **0.00304 ≥ 0.00280** ✓

Donde:

$\rho_{l,min} = 0.0028$ $\rho_{l,min}$: *0.00280*

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$A_s \geq A_{s,min}$ **10.30 cm² ≥ 5.20 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min} = 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ $A_{s,min}$: *5.20* cm²

Siendo:

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : *3390.00* cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : *169.89* kp/cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : *4432.03* kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$\eta_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$ η : ***0.108*** ✓

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd1,y}$: *17.948* t

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma. $V_{u1,y}$: *165.869* t

$\eta_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$ η : ***0.867*** ✓

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd2,y}$: *17.948* t

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $V_{u2,y}$: *20.704* t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.088 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblícua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

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

V_{u1} : 165.869 t

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil. **K** : 1.00

$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. σ'_{cd} : -16.43 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. N_d : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 3390.00 cm²

A'_s: Área total de la armadura comprimida. A'_s : 12.57 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón f_{1cd} : 101.94 kp/cm²

$f_{ck} \leq 60\ N/mm^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

b_0: Anchura neta mínima del elemento. b_0 : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 1084.78 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. θ : 45.0 grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.088 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

V_{u2} : 20.704 t

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{\ 1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2,min}$: 14.173 t

Donde:

V_{su}: Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante. **V_{su}** : 11.254 t

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

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. **A_α** : 2.83 cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. **$f_{y\alpha,d}$** : 4077.47 kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. **θ** : 45.0 grados

z: Brazo mecánico. **z** : 976.30 mm

V_{cu}: Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante. **V_{cu}** : 9.450 t

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd}\right] \cdot b_0 \cdot d$$

Donde:

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 1084.78 mm

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. **γ_c** : 1.5

ξ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'. **ξ** : 1.43

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm². **f_{cv}** : 254.84 kp/cm²

$$f_{cv} = f_{ck} \not> 60\ N/mm^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : 254.84 kp/cm²

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. **σ'_{cd}** : 0.00 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \not> 12\ MPa$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 3390.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

ρ_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. **ρ_l** : 0.0032

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción. **A_s** : *10.30* cm²

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblícua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot g\ \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

200 mm ≤ **600 mm** ✓

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : *1084.78* mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : *90.0* grados

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$$s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

228 mm ≤ **500 mm** ✓

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\text{sen}\alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

12.5294 ≥ **10.4586** ✓

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. **A_α** : *2.83* cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. **$f_{y\alpha,d}$** : *4432.03* kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : *90.0* grados

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : *300.00* mm

$f_{ct,m}$: Resistencia media a tracción del hormigón. **$f_{ct,m}$** : *26.15* kp/cm²

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : *254.84* kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.972 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η : **0.609** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed},M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo. — N_{ed} : 0.000 t

M_{ed}: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{ed,x}$: -28.893 t·m; $M_{ed,y}$: 0.000 t·m

N_{Rd},M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd}: Axil de agotamiento. — N_{Rd} : 0.000 t

M_{Rd}: Momentos de agotamiento. — $M_{Rd,x}$: -47.409 t·m; $M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

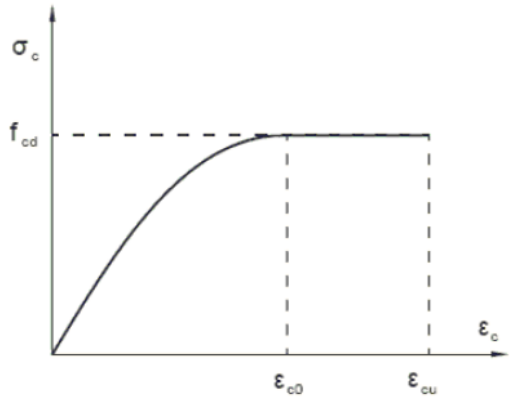
(a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.

(b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

(c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

(d) Diagramas de cálculo.

(i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

ε_{c0}: Deformación de rotura del hormigón en compresión simple. ε_{c0} : 0.0020

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

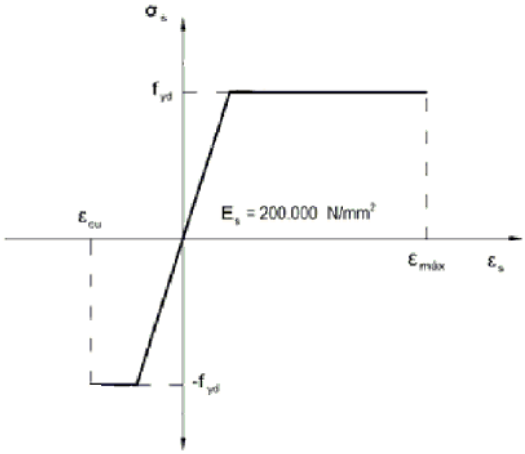
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc}: Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración. α_{cc} : 1.00

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

ε_{max}: Deformación máxima del acero en tracción. ε_{max} : 0.0100

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

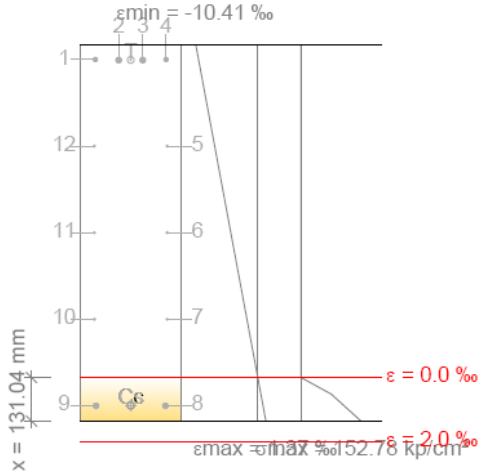
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk}: Resistencia característica de proyecto — f_{yk} : 5096.84 kp/cm²

γ_s: Coeficiente parcial de seguridad. — γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	521.00	-4432.04	-0.009950
2	Ø20	-36.00	519.00	-4432.04	-0.009929
3	Ø20	36.00	519.00	-4432.04	-0.009929
4	Ø16	106.00	521.00	-4432.04	-0.009950
5	Ø10	109.00	261.00	0.00	-0.007241
6	Ø10	109.00	1.00	0.00	-0.004532
7	Ø10	109.00	-259.00	0.00	-0.001823
8	Ø20	104.00	-519.00	+1806.32	+0.000886
9	Ø20	-104.00	-519.00	+1806.32	+0.000886
10	Ø10	-109.00	-259.00	0.00	-0.001823
11	Ø10	-109.00	1.00	0.00	-0.004532
12	Ø10	-109.00	261.00	0.00	-0.007241

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	35.217	0.00	-518.10
Cs	10.452	0.00	-519.00
T	45.669	0.00	519.78

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$ — N_{Rd} : 0.000 t

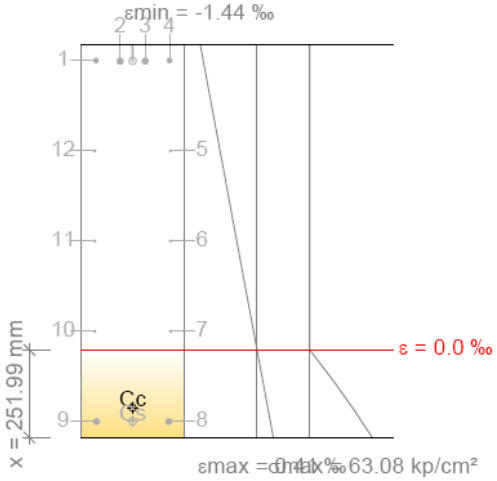
$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$ — $M_{Rd,x}$: -47.409 t·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	35.217	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	10.452	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	T :	45.669	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	0.00	mm
	$e_{cc,y}$:	-518.10	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	0.00	mm
	$e_{cs,y}$:	-519.00	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	519.78	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0014	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0100	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	152.78	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	4432.04	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	521.00	-2794.87	-0.001371
2	Ø20	-36.00	519.00	-2788.17	-0.001368
3	Ø20	36.00	519.00	-2788.17	-0.001368
4	Ø16	106.00	521.00	-2794.87	-0.001371
5	Ø10	109.00	261.00	0.00	-0.000944
6	Ø10	109.00	1.00	0.00	-0.000516
7	Ø10	109.00	-259.00	0.00	-0.000089
8	Ø20	104.00	-519.00	+690.30	+0.000339
9	Ø20	-104.00	-519.00	+690.30	+0.000339
10	Ø10	-109.00	-259.00	0.00	-0.000089
11	Ø10	-109.00	1.00	0.00	-0.000516
12	Ø10	-109.00	261.00	0.00	-0.000944

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	24.763	0.00	-479.45
Cs	3.994	0.00	-519.00
T	28.757	0.00	519.78

$N_{ed} = C_c + C_s - T$ — N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{ed,x}$: -28.893 t·m

$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{ed,y}$: 0.000 t·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 24.763 t
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 3.994 t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — T : 28.757 t
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: -479.45 mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: 0.00 mm; $e_{cs,y}$: -519.00 mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: 0.00 mm; $e_{T,y}$: 519.78 mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0004
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — ε_{smax} : 0.0014
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — σ_{cmax} : 63.08 kp/cm²
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — σ_{smax} : 2794.87 kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (EHE-08, Artículo 45.2.2.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.2.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (EHE-08, Artículo 45.2.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección. (EHE-08, Artículo 45.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (EHE-08, Artículo 45.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (EHE-08, Artículo 45.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

H3 - H4 (4.995 m - H4, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **49 mm** ≥ **20 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 20 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$\varnothing_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa. $\varnothing_{max}$: 20 mm

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

$s \leq 3 \cdot b_0 \not> 300$ mm **260 mm** ≤ **300 mm** ✓

Siendo:

b_0: Espesor bruto del elemento. b_0 : 300 mm

Estribos

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **194 mm** ≥ **20 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 20 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 6 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$\varnothing_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $\varnothing_{max}$: 6 mm

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión positiva alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción ρ_l con barras de acero f_{yk}=5096.84 kp/cm² debe cumplir:

$\rho_l \geq \rho_{l,min}$ **0.00371 ≥ 0.00280** ✓

Donde:

$\rho_{l,min} = 0.0028$ $\rho_{l,min}$: *0.00280*

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$A_s \geq A_{s,min}$ **12.57 cm² ≥ 4.51 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min} = \alpha \cdot A_{s,nec}$ $A_{s,min}$: *4.51* cm²

Siendo:

$A_{s,nec}$: Área de la sección de armadura de tracción necesaria por cálculo. $A_{s,nec}$: *4.07* cm²

$$\alpha = 1.5 - 12.5 \cdot \frac{A_{s,nec} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$ α : *1.109*

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : *3390.00* cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : *169.89* kp/cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : *4432.03* kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$$ η : ***0.102*** ✓

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd1,y}$: *16.964* t

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma. $V_{u1,y}$: *165.869* t

$$\eta_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$$ η : ***0.819*** ✓

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd2,y}$: *16.964* t

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$V_{u2,y}$** : 20.704 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.062 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblícua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

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

V_{u1} : 165.869 t

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil. **K** : 1.00

$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. **σ'_{cd}** : -16.43 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 3390.00 cm²

A'_s: Área total de la armadura comprimida. **A'_s** : 12.57 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. **f_{yd}** : 4432.03 kp/cm²

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón **f_{1cd}** : 101.94 kp/cm²

$f_{ck} \leq 60\ N/mm^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : 254.84 kp/cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 1084.78 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. **θ** : 45.0 grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.062 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

V_{u2} : 20.704 t

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2,min}$: 14.173 t

Donde:

V_{su}: Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante. V_{su} : 11.254 t

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

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. A_α : 2.83 cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. $f_{y\alpha,d}$: 4077.47 kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. θ : 45.0 grados

z: Brazo mecánico. z : 976.30 mm

V_{cu}: Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante. V_{cu} : 9.450 t

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

Donde:

b_0: Anchura neta mínima del elemento. b_0 : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. d : 1084.78 mm

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

ξ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'. ξ : 1.43

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm². f_{cv} : 254.84 kp/cm²

$$f_{cv} = f_{ck} \not> 60\ N/mm^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. σ'_{cd} : 0.00 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \not> 12\ MPa$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. N_d : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 3390.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

ρ_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. ρ_l : 0.0032

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción. A_s : 10.30 cm²

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblícua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot g\ \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$ **200 mm ≤ 600 mm** ✓

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 1084.78 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$$s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$ **228 mm ≤ 500 mm** ✓

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\text{sen}\alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$ **12.5294 ≥ 10.4586** ✓

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. **A_α** : 2.83 cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. **$f_{y\alpha,d}$** : 4432.03 kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : 300.00 mm

$f_{ct,m}$: Resistencia media a tracción del hormigón. **$f_{ct,m}$** : 26.15 kp/cm²

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : 254.84 kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'H4', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η : **0.751** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed},M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo. — N_{ed} : 0.000 t

M_{ed}: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{ed,x}$: -28.893 t·m; $M_{ed,y}$: 0.000 t·m

N_{Rd},M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd}: Axil de agotamiento. — N_{Rd} : 0.000 t

M_{Rd}: Momentos de agotamiento. — $M_{Rd,x}$: -38.461 t·m; $M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

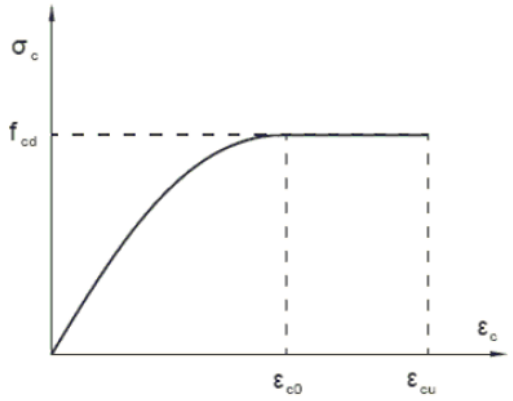
(a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.

(b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

(c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

(d) Diagramas de cálculo.

(i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

ε_{c0}: Deformación de rotura del hormigón en compresión simple. ε_{c0} : 0.0020

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

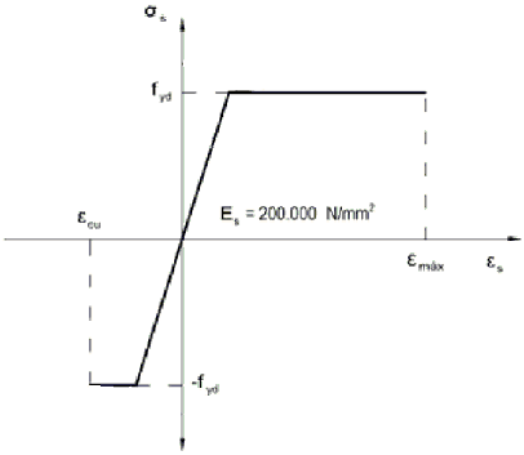
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc}: Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración. α_{cc} : 1.00

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

ε_{max}: Deformación máxima del acero en tracción. ε_{max} : 0.0100

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

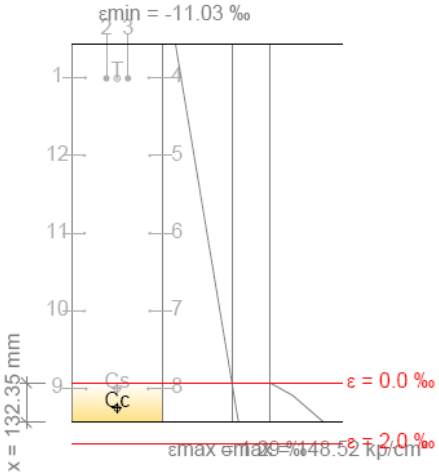
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk}: Resistencia característica de proyecto — f_{yk} : 5096.84 kp/cm²

γ_s: Coeficiente parcial de seguridad. — γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	521.00	-4432.04	-0.009950
2	Ø20	-36.00	519.00	-4432.04	-0.009930
3	Ø20	36.00	519.00	-4432.04	-0.009930
4	Ø16	106.00	521.00	-4432.04	-0.009950
5	Ø10	109.00	261.00	0.00	-0.007415
6	Ø10	109.00	1.00	0.00	-0.004879
7	Ø10	109.00	-259.00	0.00	-0.002344
8	Ø20	104.00	-519.00	+391.24	+0.000192
9	Ø20	-104.00	-519.00	+391.24	+0.000192
10	Ø10	-109.00	-259.00	0.00	-0.002344
11	Ø10	-109.00	1.00	0.00	-0.004879
12	Ø10	-109.00	261.00	0.00	-0.007415

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	34.165	0.00	-584.53
Cs	0.717	0.00	-519.00
T	34.882	0.00	519.40

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$ — N_{Rd} : 0.000 t

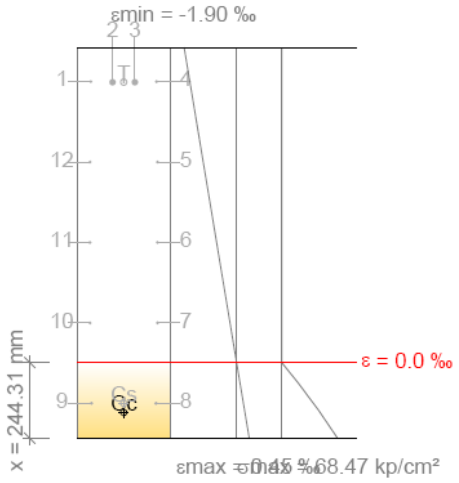
$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$ — $M_{Rd,x}$: -38.461 t·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	34.165	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	0.717	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	T :	34.882	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	0.00	mm
	$e_{cc,y}$:	-584.53	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	0.00	mm
	$e_{cs,y}$:	-519.00	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	519.40	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0013	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0099	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	148.52	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	4432.04	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	521.00	-3446.72	-0.001691
2	Ø20	-36.00	519.00	-3439.13	-0.001687
3	Ø20	36.00	519.00	-3439.13	-0.001687
4	Ø16	106.00	521.00	-3446.72	-0.001691
5	Ø10	109.00	261.00	0.00	-0.001207
6	Ø10	109.00	1.00	0.00	-0.000723
7	Ø10	109.00	-259.00	0.00	-0.000239
8	Ø20	104.00	-519.00	+499.51	+0.000245
9	Ø20	-104.00	-519.00	+499.51	+0.000245
10	Ø10	-109.00	-259.00	0.00	-0.000239
11	Ø10	-109.00	1.00	0.00	-0.000723
12	Ø10	-109.00	261.00	0.00	-0.001207

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	26.164	0.00	-548.56
Cs	0.915	0.00	-519.00
T	27.080	0.00	519.40

$N_{ed} = C_c + C_s - T$ — N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{ed,x}$: -28.893 t·m

$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{ed,y}$: 0.000 t·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 26.164 t
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 0.915 t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — T : 27.080 t
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: -548.56 mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: 0.00 mm; $e_{cs,y}$: -519.00 mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: 0.00 mm; $e_{T,y}$: 519.40 mm
- ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0005
- ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — ε_{smax} : 0.0017
- σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — σ_{cmax} : 68.47 kp/cm²
- σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — σ_{smax} : 3446.72 kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (EHE-08, Artículo 45.2.2.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.2.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (EHE-08, Artículo 45.2.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección. (EHE-08, Artículo 45.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (EHE-08, Artículo 45.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (EHE-08, Artículo 45.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

H3 - H4

Fisuración por compresión (EHE-08, Artículo 49.2.1)

Se debe satisfacer:

$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck,j}$ **45.92 kp/cm² ≤ 180.75 kp/cm²** ✓

La tensión de compresión máxima se produce en el nudo H3, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa.

Donde:

σ_c: Tensión de compresión del hormigón. σ_c : 45.92 kp/cm²

$f_{ck,j}$: Resistencia característica del hormigón a la edad de 'j' días. Se adopta j = 120. $f_{ck,j}$: 301.25 kp/cm²

$$f_{ck,j} = \beta_{cc} \cdot f_{ck,28} + 8\ \text{MPa} \cdot (\beta_{cc} - 1)$$

Donde:

$f_{ck,28}$: Resistencia característica del hormigón a la edad de 28 días. $f_{ck,28}$: 254.84 kp/cm²

β_{cc}: Coeficiente que depende de la edad del hormigón. β_{cc} : 1.14

$$\beta_{cc} = e^{\left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}}\right)\right]}$$

Donde:

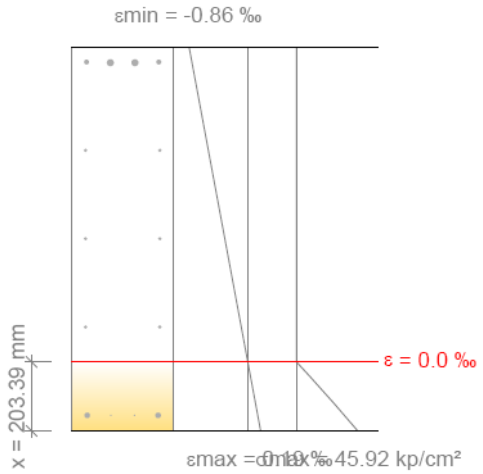
s: Coeficiente que depende del tipo de cemento. Se adopta el valor correspondiente a cementos normales. **s** : 0.25

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de la combinación:

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. $M_{ed,X}$: 0.000 t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. $M_{ed,Y}$: -15.787 t·m



Fisuración por tracción: Cara superior (EHE-08, Artículo 49.2.3)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Fisuración por tracción: Cara lateral derecha (EHE-08, Artículo 49.2.3)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Fisuración por tracción: Cara inferior (EHE-08, Artículo 49.2.3)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Fisuración por tracción: Cara lateral izquierda (EHE-08, Artículo 49.2.3)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Área mínima de armadura (Criterio de CYPE Ingenieros)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Fisuración por cortante (EHE-08, Artículo 49.3)

Al cumplirse las indicaciones del Artículo 44º Estado Límite Último frente a Cortante, el control de la fisuración en servicio está asegurado sin comprobaciones adicionales.

5.- COMPROBACIONES DE FLECHA

Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim}$= L/350	A plazo infinito (Cuasipermanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim}$= Mín.(L/300, L/500+10.00)	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim}$= L/400	Estado
$f_{i,Q}$: 0.20 mm $f_{i,Q,lim}$: 20.43 mm	$f_{T,max}$: 0.90 mm $f_{T,lim}$: 23.83 mm	$f_{A,max}$: 0.63 mm $f_{A,lim}$: 17.88 mm	**CUMPLE**

Flecha total instantánea para el conjunto de las cargas de tipo "Sobrecarga" para la combinación "Característica" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "3.49 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ **0.20 mm ≤ 20.43 mm** ✓

$f_{i,Q,lim}$: límite establecido para la flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso **$f_{i,Q,lim}$** : 20.43 mm

$f_{i,Q,lim}$= L/350

L: longitud de referencia **L** : 7.15 m

$f_{i,Q}$: flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso aplicadas **$f_{i,Q}$** : 0.20 mm

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,Q,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	277920.49	3607242.50	0.33	0.33	0.00
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	287292.85	3607242.50	0.31	-0.01	0.00
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	288907.52	3607242.50	0.31	0.00	0.00
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	293365.29	2969129.48	0.52	0.20	0.20

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,Q,max}$: valor máximo de la flecha instantánea debida a las sobrecargas de uso producida hasta el instante t_i

E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left(\exp\left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	3607242.50	3607242.50
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	3607242.50	3607242.50
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	3607242.50	3607242.50
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso	2969129.48	2969129.48

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \underset{j=1}{\overset{j=i}{\mathrm{MIN}}}\left(I_{e,v_i}\right)$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$I_{e,v}$: *2969129.48* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	1	0	0	0	0

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano — I_{ec} : *3607242.50* cm4

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1) — I_{ee1} : *2081797.55* cm4

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2) — I_{ee2} : *2580235.36* cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	3607242.50	590987.52	-18.05	-22.83	2081797.55
Centro de vano	3607242.50	767036.33	18.48	10.85	3607242.50
Extremo (2)	3607242.50	590540.44	-18.03	-20.71	2580235.36

Siendo:

I_b: momento de inercia de la sección bruta

I_f: momento de inercia de la sección fisurada

M_f: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha total a plazo infinito para la combinación "Cuasipermanente" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "3.79 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso

$f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ **0.90 mm ≤ 23.83 mm** ✓

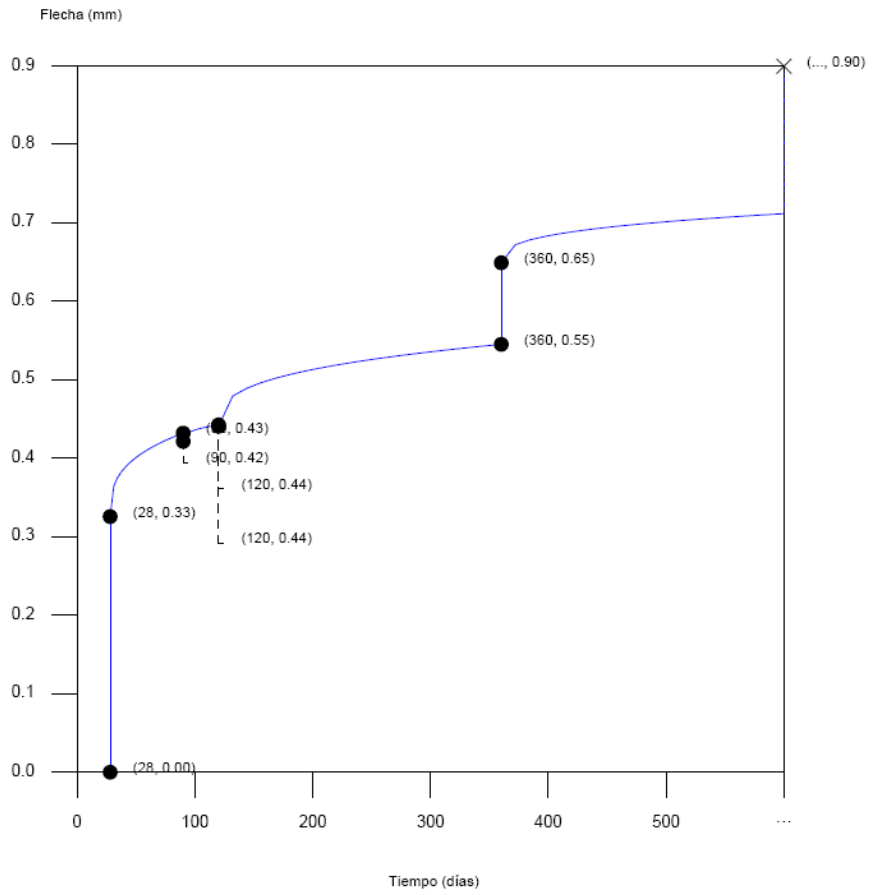
$f_{T,lim}$: límite establecido para la flecha total a plazo infinito — **$f_{T,lim}$** : 23.83 mm

$f_{T,lim}$= Mín.(L/300, L/500+10.00)

L: longitud de referencia — **L** : 7.15 m

$f_{T,max}$: valor máximo de la flecha total — **$f_{T,max}$** : 0.90 mm

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0,t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.33	0.33	0.11	0.43	0.43
2-3	90	120	0.43	-0.01	0.42	0.02	0.44	0.44
3-4	120	360	0.44	0.00	0.44	0.10	0.55	0.55
4-∞	360	∞	0.55	0.10	0.65	0.25	0.90	0.90

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0,t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i,t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	277920.49	3607242.50	0.33	0.33	0.33
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	287292.85	3607242.50	0.32	-0.01	0.33
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	288907.52	3607242.50	0.31	0.00	0.33
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	293365.29	2969129.48	0.42	0.10	0.42

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left(\exp\left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	3607242.50	3607242.50
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	3607242.50	3607242.50
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	3607242.50	3607242.50
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso	2969129.48	2969129.48

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \underset{J=1}{\overset{j=i}{\mathrm{MIN}}}\left(I_{e,v_i}\right)$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$I_{e,v}$: *2969129.48* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	1	0	0	0	0

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

I_{ec} : *3607242.50* cm4

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

I_{ee1} : *2081797.55* cm4

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

I_{ee2} : 2580235.36 cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	3607242.50	590987.52	-18.05	-22.83	2081797.55
Centro de vano	3607242.50	767036.33	18.48	10.85	3607242.50
Extremo (2)	3607242.50	590540.44	-18.03	-20.71	2580235.36

Siendo:

I_b: momento de inercia de la sección bruta

I_f: momento de inercia de la sección fisurada

M_f: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i,t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i,t_f)$: flecha diferida por escalón de carga.Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum\left(\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f)\right)$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\Sigma\Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.33	0.33	0.67	1.00	0.33	0.11
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	-0.01	0.32	1.00	1.07	0.07	0.02
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	0.00	0.31	1.07	1.40	0.33	0.10
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	0.10	0.42	1.40	2.00	0.60	0.25

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i,t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i,t_f)

$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "3.49 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ **0.63 mm** ≤ **17.88 mm** ✓

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa — **$f_{A,lim}$** : *17.88* mm

$f_{A,lim}$= L/400

L: longitud de referencia — **L** : *7.15* m

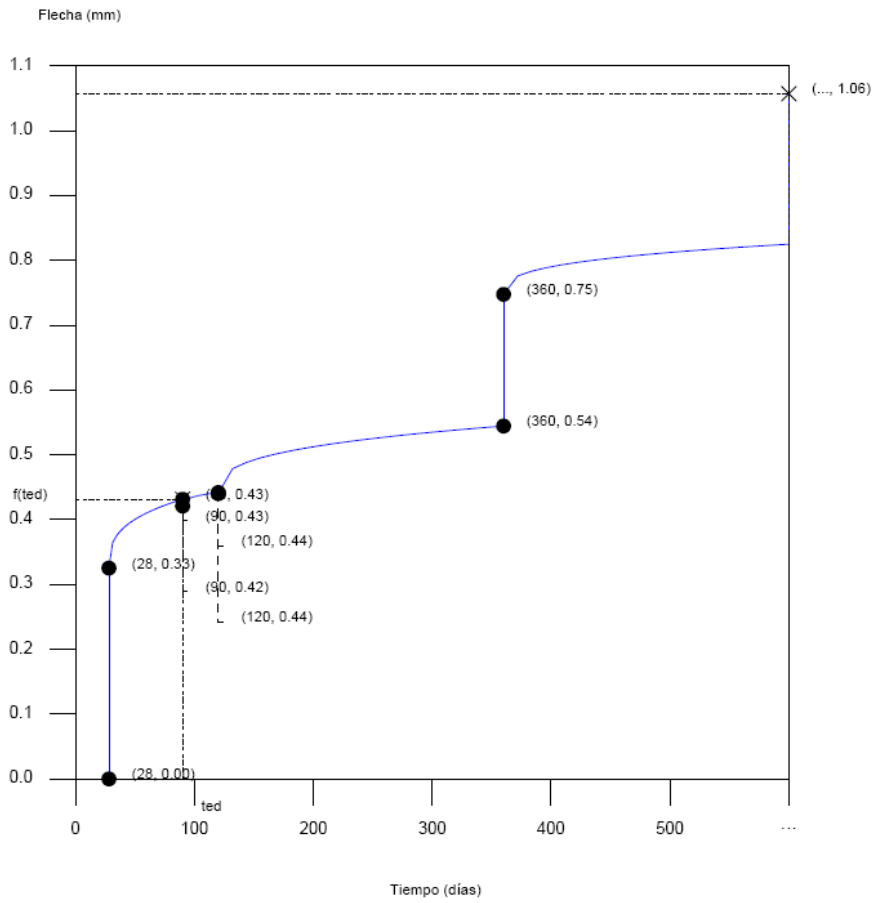
$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses" — **$f_{A,max}$** : *0.63* mm

Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$$

$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses" — **$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$** : *1.06* mm

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0,t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.33	0.33	0.11	0.43	0.43
2-3	90	120	0.43	-0.01	0.42	0.02	0.44	0.44
3-4	120	360	0.44	0.00	0.44	0.10	0.54	0.54
4-∞	360	∞	0.54	0.20	0.75	0.31	1.06	1.06

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0,t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i,t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	277920.49	3607242.50	0.33	0.33	0.33
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	287292.85	3607242.50	0.31	-0.01	0.33
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	288907.52	3607242.50	0.31	0.00	0.33
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	293365.29	2969129.48	0.52	0.20	0.52

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left(\exp\left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	3607242.50	3607242.50
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	3607242.50	3607242.50
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	3607242.50	3607242.50
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso	2969129.48	2969129.48

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \mathrm{MIN}_{j=1}^{j=i}\left(I_{e,v_j}\right)$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$I_{e,v}$: *2969129.48* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	1	0	0	0	0

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

I_{ec} : *3607242.50* cm4

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

I_{ee1} : *2081797.55* cm4

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

I_{ee2} : *2580235.36* cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	3607242.50	590987.52	-18.05	-22.83	2081797.55
Centro de vano	3607242.50	767036.33	18.48	10.85	3607242.50
Extremo (2)	3607242.50	590540.44	-18.03	-20.71	2580235.36

Siendo:

I_b: momento de inercia de la sección bruta

I_f: momento de inercia de la sección fisurada

M_f: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i,t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i,t_f)$: flecha diferida por escalón de carga.Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum\left(\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f)\right)$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum\Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.33	0.33	0.67	1.00	0.33	0.11
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	-0.01	0.31	1.00	1.07	0.07	0.02
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	0.00	0.31	1.07	1.40	0.33	0.10
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	0.20	0.52	1.40	2.00	0.60	0.31

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i,t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i,t_f)

$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

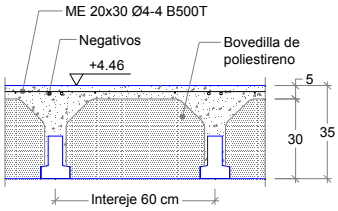
$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses" **$f(t_{ed})$** : 0.43 mm

La flecha total producida hasta el instante "t_{ed}" asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

A2.5.3. CUBIERTAS

A2.5.1.1. Descripción de la solución adoptada

Se proyecta un forjado de idénticas propiedades al utilizado en la planta primera.



Mf: momento flector de diseño [Kp·m]
V: cortante de diseño [Kp]

A2.5.1.2. Comprobaciones de cálculo

Seguidamente se adjuntan comprobaciones de cálculo realizadas sobre las vigas más significativas pertenecientes a este forjado.

En el caso de las viguetas pretensadas, deberá presentarse ante la Dirección Facultativa la correpsondiente autorización de uso para su estudio y aprobación si procede, con suficiente anterioridad suficiente, y en todo caso antes de que la casa suministradora proceda a su fabricación.

VIGA H31 – H32

Datos de la viga

Geometría	
Dimensiones	: 30x90
Luz libre	: 8.9 m
Recubrimiento geométrico superior	: 3.0 cm
Recubrimiento geométrico inferior	: 3.0 cm
Recubrimiento geométrico lateral	: 3.0 cm
Materiales	
Hormigón	: HA-25, Yc=1.5
Armadura longitudinal	: B 500 S, Ys=1.15
Armadura transversal	: B 500 S, Ys=1.15

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)																Estado
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T_c	T_{st}	T_{sl}	TNM_x	TNM_y	TV_x	TV_y	TV_xS_t	TV_yS_t	T,Geom.	$T,Disp._{sl}$	$T,Disp._{st}$	
H31 - H32	Cumple	Cumple	'0.858 m' η = 83.7	'H31' η = 64.5	'0.000 m' η = 35.6	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(2)	N.P.(2)	N.P.(3)	'0.000 m' η = 40.3	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	**CUMPLE η = 83.7**

Notación:
Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras
Arm.: Armadura mínima y máxima
Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
T_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
T_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
TNM_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.
TNM_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y.
TV_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua
TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua
TV_xS_t: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.
TV_yS_t: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
T,Geom.: Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección.
$T,Disp._{sl}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
$T,Disp._{st}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.
(2) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.
(3) No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)							Estado
	σ_c	$W_{k,C,sup.}$	$W_{k,C,Lat.Der.}$	$W_{k,C,inf.}$	$W_{k,C,Lat.Izq.}$	σ_{sr}	V_{fis}	
H31 - H32	x: 4.546 m Cumple	N.P.(1)	x: 4.546 m Cumple	x: 4.546 m Cumple	x: 4.546 m Cumple	x: 1.721 m Cumple	Cumple	**CUMPLE**

Notación:
σ_c: Fisuración por compresión
$W_{k,C,sup.}$: Fisuración por tracción: Cara superior
$W_{k,C,Lat.Der.}$: Fisuración por tracción: Cara lateral derecha
$W_{k,C,inf.}$: Fisuración por tracción: Cara inferior
$W_{k,C,Lat.Izq.}$: Fisuración por tracción: Cara lateral izquierda
σ_{sr}: Área mínima de armadura
V_{fis}: Fisuración por cortante
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Viga	**Sobrecarga (Característica)** $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim}$= L/350	**A plazo infinito (Cuasipermanente)** $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim}$= Mín.(L/300, L/500+10.00)	**Activa (Característica)** $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim}$= L/400	Estado
H31 - H32	$f_{i,Q}$: 1.30 mm $f_{i,Q,lim}$: 25.43 mm	$f_{T,max}$: 16.20 mm $f_{T,lim}$: 27.80 mm	$f_{A,max}$: 14.60 mm $f_{A,lim}$: 22.25 mm	**CUMPLE**

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

H31 - H32 (H31 - 1.121 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **25 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 25 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 25 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa. $Ø_{max}$: 25 mm

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

$s \leq 3 \cdot b_0 \not> 300$ mm **253 mm ≤ 300 mm** ✓

Siendo:

b_0: Espesor bruto del elemento. b_0 : 300 mm

Estribos

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **154 mm ≥ 20 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 20 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 6 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $Ø_{max}$: 6 mm

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción ρ_l con barras de acero f_{yk} =5096.84 kp/cm² debe cumplir:

$\rho_l \geq \rho_{l,min}$ **0.00298 ≥ 0.00280** ✓

Donde:

$\rho_{l,min} = 0.0028$ $\rho_{l,min}$: 0.00280

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$A_s \geq A_{s,min}$ **6.98 cm² ≥ 3.08 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min} = \alpha \cdot A_{s,nec}$ $A_{s,min}$: 3.08 cm²

Siendo:

$A_{s,nec}$: Área de la sección de armadura de tracción necesaria por cálculo. $A_{s,nec}$: 2.60 cm²

$$\alpha = 1.5 - 12.5 \cdot \frac{A_{s,nec} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$ α : 1.186

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 2700.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$$ η : **0.139** ✓

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd1,y}$: 17.513 t

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma. $V_{u1,y}$: 126.376 t

$$\eta_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$$ η : **0.837** ✓

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd2,y}$: 17.513 t

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $V_{u2,y}$: 20.919 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.858 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblícua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

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

V_{u1} : 126.376 t

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil. **K** : 1.00

$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. σ'_{cd} : -13.20 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. N_d : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 2700.00 cm²

A'_s: Área total de la armadura comprimida. A'_s : 8.04 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón f_{1cd} : 101.94 kp/cm²

$f_{ck} \leq 60\ N/mm^2 \rightarrow f_{1cd} - 0.60 \cdot f_{cd}$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

b_0: Anchura neta mínima del elemento. b_0 : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 826.50 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. θ : 45.0 grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.858 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

V_{u2} : 20.919 t

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{\ 1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd}\right] \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2,min}$: 11.515 t

Donde:

V_{su}: Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante. V_{su} : 10.718 t

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

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. A_α : 3.53 cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. $f_{y\alpha,d}$: 4077.47 kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. θ : 45.0 grados

z: Brazo mecánico. z : 743.85 mm

V_{cu}: Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante. V_{cu} : 10.201 t

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

Donde:

b_0: Anchura neta mínima del elemento. b_0 : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. d : 826.50 mm

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

ξ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'. ξ : 1.49

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm². f_{cv} : 254.84 kp/cm²

$$f_{cv} = f_{ck} \not> 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. σ'_{cd} : 0.00 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \not> 12 \text{ MPa}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. N_d : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 2700.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

ρ_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. ρ_l : 0.0079

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción. A_s : 19.64 cm²

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblícua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot g\, \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

160 mm ≤ 600 mm ✓

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. d : 826.50 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$s_{t,trans} \leq d \leq 500$ mm **228 mm ≤ 500 mm** ✓

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\text{sen}\alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

15.6617 ≥ 10.4586 ✓

Donde:

$\mathbf{A_\alpha}$: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza.	$\mathbf{A_\alpha}$:	3.53	cm²/m
$\mathbf{f_{y\alpha,d}}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α.	$\mathbf{f_{y\alpha,d}}$:	4432.03	kp/cm²
α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.	α :	90.0	grados
$\mathbf{b_0}$: Anchura neta mínima del elemento.	$\mathbf{b_0}$:	300.00	mm
$\mathbf{f_{ct,m}}$: Resistencia media a tracción del hormigón.	$\mathbf{f_{ct,m}}$:	26.15	kp/cm²

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

$\mathbf{f_{ck}}$: Resistencia característica del hormigón.	$\mathbf{f_{ck}}$:	254.84	kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'H31', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η : **0.645** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed},M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo. — N_{ed} : 0.000 t

M_{ed}: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{ed,x}$: -9.607 t·m

$M_{ed,y}$: 0.000 t·m

N_{Rd},M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd}: Axil de agotamiento. — N_{Rd} : 0.000 t

M_{Rd}: Momentos de agotamiento. — $M_{Rd,x}$: -14.893 t·m

$M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

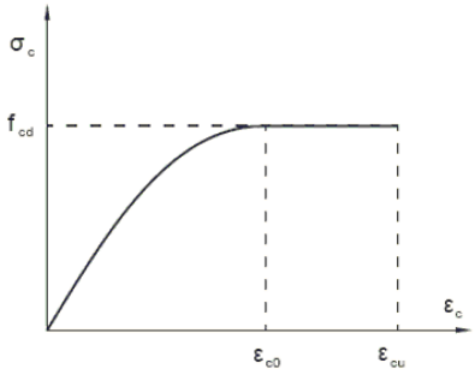
(a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.

(b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

(c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

(d) Diagramas de cálculo.

(i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. — f_{cd} : 169.89 kp/cm²

ε_{c0}: Deformación de rotura del hormigón en compresión simple. — ε_{c0} : 0.0020

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. — ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

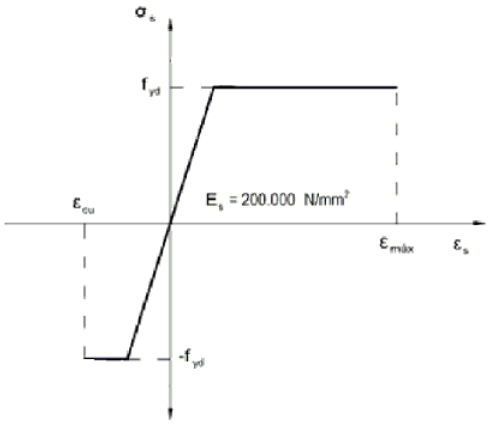
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc}: Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración. α_{cc} : 1.00

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

ε_{max}: Deformación máxima del acero en tracción. ε_{max} : 0.0100

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

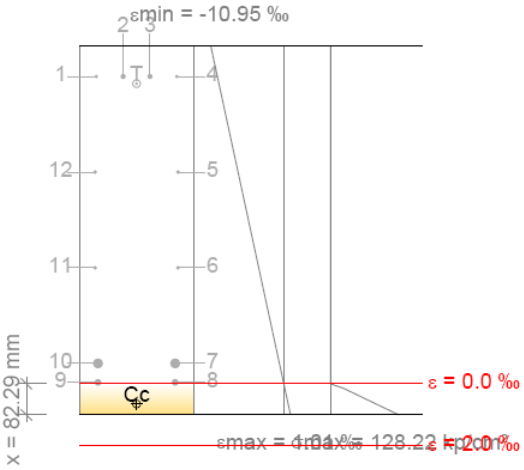
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk}: Resistencia característica de proyecto f_{yk} : 5096.84 kp/cm²

γ_s: Coeficiente parcial de seguridad. γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	406.00	-4432.04	-0.009950
2	Ø16	-35.33	406.00	-4432.04	-0.009950
3	Ø16	35.33	406.00	-4432.04	-0.009950
4	Ø16	106.00	406.00	-4432.04	-0.009950
5	Ø10	109.00	153.50	0.00	-0.006853
6	Ø10	109.00	-99.00	0.00	-0.003756
7	Ø25	101.50	-351.50	0.00	-0.000659
8	Ø25	101.50	-401.50	-92.65	-0.000045
9	Ø25	-101.50	-401.50	-92.65	-0.000045
10	Ø25	-101.50	-351.50	0.00	-0.000659
11	Ø10	-109.00	-99.00	0.00	-0.003756
12	Ø10	-109.00	153.50	0.00	-0.006853

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	17.608	0.00	-458.68
Cs	0.000	0.00	0.00
T	17.608	0.00	387.14

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — N_{Rd} : 0.000 t

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{Rd,x}$: -14.893 t·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 17.608 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 0.000 t

T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 17.608 t

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: -458.68 mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — e_{cs} : 0.00 mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{T,x}$: 0.00 mm
$e_{T,y}$: 387.14 mm

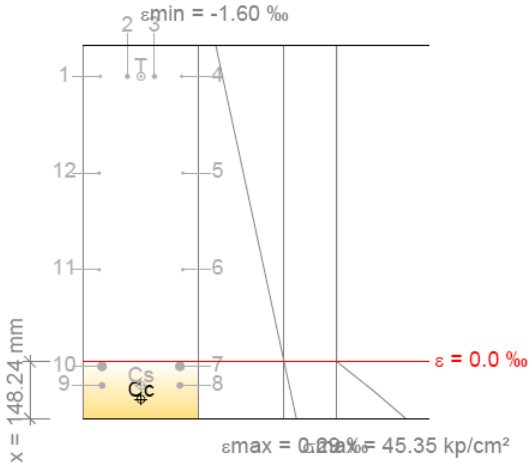
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. ε_{cmax} : 0.0010

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. ε_{smax} : 0.0100

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. σ_{cmax} : 128.22 kp/cm²

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. σ_{smax} : 4432.04 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	406.00	-2947.58	-0.001446
2	Ø16	-35.33	406.00	-2947.58	-0.001446
3	Ø16	35.33	406.00	-2947.58	-0.001446
4	Ø16	106.00	406.00	-2947.58	-0.001446
5	Ø10	109.00	153.50	0.00	-0.000956
6	Ø10	109.00	-99.00	0.00	-0.000466
7	Ø25	101.50	-351.50	0.00	+0.000024
8	Ø25	101.50	-401.50	+246.18	+0.000121
9	Ø25	-101.50	-401.50	+246.18	+0.000121
10	Ø25	-101.50	-351.50	0.00	+0.000024
11	Ø10	-109.00	-99.00	0.00	-0.000466
12	Ø10	-109.00	153.50	0.00	-0.000956

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	10.344	0.00	-437.46
Cs	1.093	0.00	-401.50
T	11.437	0.00	406.00

$N_{ed} = C_c + C_s - T$ N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ $M_{ed,x}$: -9.607 t·m

$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ $M_{ed,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. C_c : 10.344 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. C_s : 1.093 t

T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** :	11.437	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	0.00	mm
	$e_{cc,y}$:	-437.46	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	0.00	mm
	$e_{cs,y}$:	-401.50	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	406.00	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0003	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0014	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	45.35	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	2947.58	kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (EHE-08, Artículo 45.2.2.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{T_d}{T_{u1}} \leq 1$$

η_1 : **0.356** ✓

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo.	T_d :	3.613	t·m
T_{u1}: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.	T_{u1} :	10.160	t·m

El esfuerzo torsor de agotamiento que pueden resistir las bielas comprimidas se deduce de la siguiente expresión:

$$T_{u1} = 2 \cdot K \cdot \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \frac{ctg\theta}{1 + ctg^2\theta}$$

Donde:

f_{1cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{1cd} :	102	kp/cm²
K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.	**K** :	1.00	
α: Coeficiente que depende de la disposición de estribos.	α :	0.60	
θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	θ :	45.0	grados
A_e: Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (Artículo 45.2.1).	A_e :	1476.56	cm²
h_e: Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1).	h_e :	112.50	mm

$$h_e = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.	**A** :	2700.00	cm²
u: Perímetro exterior de la sección transversal.	**u** :	2400.00	mm
c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales.	**c** :	46.25	mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.2.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (EHE-08, Artículo 45.2.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta = \left(\frac{T_d}{T_{u1}}\right)^{\beta} + \left(\frac{V_{rd}}{V_{u1}}\right)^{\beta} \leq 1$$

η_1 : **0.403** ✓

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo. T_d : 3.613 t·m

T_{u1}: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas. T_{u1} : 10.160 t·m

V_{rd}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. V_{rd} : 25.350 t·m

V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma. V_{u1} : 130.887 t·m

β: Coeficiente que depende de las características de la sección hueca eficaz. β : 1.25

$$\beta = 2 \cdot \left(1 - \frac{h_e}{b}\right)$$

Donde:

b: Ancho del elemento **b** : 300.00 mm

h_e: Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1). h_e : 112.50 mm

$$h_e = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores. **A** : 2700.00 cm²

u: Perímetro exterior de la sección transversal. **u** : 2400.00 mm

c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales. **c** : 46.25 mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección. (EHE-08, Artículo 45.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (EHE-08, Artículo 45.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (EHE-08, Artículo 45.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

H31 - H32 (H31 - H32, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **25 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 25 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 25 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa. $Ø_{max}$: 25 mm

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

$s \leq 3 \cdot b_0 \not> 300$ mm **253 mm ≤ 300 mm** ✓

Siendo:

b_0: Espesor bruto del elemento. b_0 : 300 mm

Estribos

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **154 mm ≥ 20 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 20 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 6 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $Ø_{max}$: 6 mm

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción ρ_l con barras de acero f_{yk} =5096.84 kp/cm² debe cumplir:

$\rho_l \geq \rho_{l,min}$ **0.00298 ≥ 0.00280** ✓

Donde:

$\rho_{l,min} = 0.0028$ $\rho_{l,min}$: 0.00280

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$A_s \geq A_{s,min}$ **6.98 cm² ≥ 3.08 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min} = \alpha \cdot A_{s,nec}$ $A_{s,min}$: 3.08 cm²

Siendo:

$A_{s,nec}$: Área de la sección de armadura de tracción necesaria por cálculo. $A_{s,nec}$: 2.60 cm²

$\alpha = 1.5 - 12.5 \cdot \frac{A_{s,nec} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$ α : 1.186

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 2700.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$\eta_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$ η : **0.139** ✓

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd1,y}$: 17.513 t

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma. $V_{u1,y}$: 126.376 t

$\eta_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$ η : **0.837** ✓

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd2,y}$: 17.513 t

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $V_{u2,y}$: 20.919 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.858 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblícua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

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

V_{u1} : 126.376 t

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil. **K** : 1.00

$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. σ'_{cd} : -13.20 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. N_d : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 2700.00 cm²

A'_s: Área total de la armadura comprimida. A'_s : 8.04 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón f_{1cd} : 101.94 kp/cm²

$f_{ck} \leq 60\ N/mm^2 \rightarrow f_{1cd} - 0.60 \cdot f_{cd}$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

b_0: Anchura neta mínima del elemento. b_0 : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 826.50 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. θ : 45.0 grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.858 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

V_{u2} : 20.919 t

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{\ 1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2,min}$: 11.515 t

Donde:

V_{su}: Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante. V_{su} : 10.718 t

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

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. A_α : 3.53 cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. $f_{y\alpha,d}$: 4077.47 kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. θ : 45.0 grados

z: Brazo mecánico. **z** : 743.85 mm

V_{cu}: Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante. **V_{cu}** : 10.201 t

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

Donde:

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 826.50 mm

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

ξ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'. ξ : 1.49

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm². **f_{cv}** : 254.84 kp/cm²

$$f_{cv} = f_{ck} \not> 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : 254.84 kp/cm²

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. **σ'_{cd}** : 0.00 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \not> 12 \text{ MPa}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 2700.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

ρ_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. ρ_l : 0.0079

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción. **A_s** : 19.64 cm²

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblícua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot g\, \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$ **160 mm ≤ 600 mm** ✓

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 826.50 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. α : 90.0 grados

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$s_{t,trans} \leq d \leq 500$ mm **228 mm ≤ 500 mm** ✓

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{sen\alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

15.6617 ≥ 10.4586 ✓

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. **A_α** : *3.53* cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. **$f_{y\alpha,d}$** : *4432.03* kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : *90.0* grados

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : *300.00* mm

$f_{ct,m}$: Resistencia media a tracción del hormigón. **$f_{ct,m}$** : *26.15* kp/cm²

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : *254.84* kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'H31', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η : **0.645** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed},M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo. — N_{ed} : 0.000 t

M_{ed}: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{ed,x}$: -9.607 t·m

$M_{ed,y}$: 0.000 t·m

N_{Rd},M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd}: Axil de agotamiento. — N_{Rd} : 0.000 t

M_{Rd}: Momentos de agotamiento. — $M_{Rd,x}$: -14.893 t·m

$M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

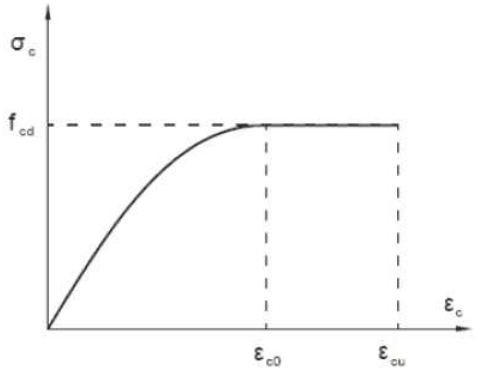
(a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.

(b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

(c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

(d) Diagramas de cálculo.

(i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. — f_{cd} : 169.89 kp/cm²

ε_{c0}: Deformación de rotura del hormigón en compresión simple. — ε_{c0} : 0.0020

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. — ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

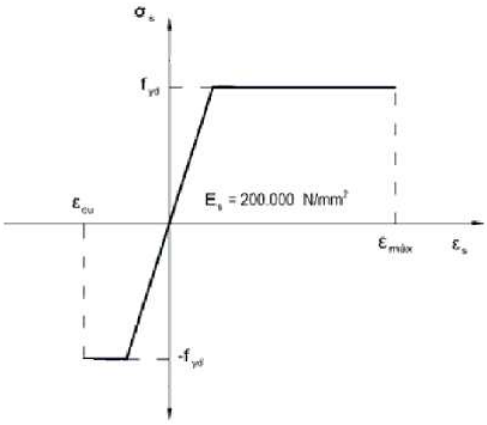
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc}: Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración. α_{cc} : 1.00

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

ε_{max}: Deformación máxima del acero en tracción. ε_{max} : 0.0100

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

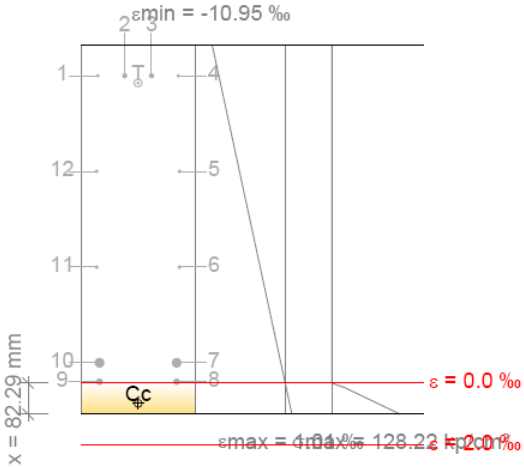
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk}: Resistencia característica de proyecto f_{yk} : 5096.84 kp/cm²

γ_s: Coeficiente parcial de seguridad. γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	406.00	-4432.04	-0.009950
2	Ø16	-35.33	406.00	-4432.04	-0.009950
3	Ø16	35.33	406.00	-4432.04	-0.009950
4	Ø16	106.00	406.00	-4432.04	-0.009950
5	Ø10	109.00	153.50	0.00	-0.006853
6	Ø10	109.00	-99.00	0.00	-0.003756
7	Ø25	101.50	-351.50	0.00	-0.000659
8	Ø25	101.50	-401.50	-92.65	-0.000045
9	Ø25	-101.50	-401.50	-92.65	-0.000045
10	Ø25	-101.50	-351.50	0.00	-0.000659
11	Ø10	-109.00	-99.00	0.00	-0.003756
12	Ø10	-109.00	153.50	0.00	-0.006853

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	17.608	0.00	-458.68
Cs	0.000	0.00	0.00
T	17.608	0.00	387.14

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — N_{Rd} : 0.000 t

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{Rd,x}$: -14.893 t·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 17.608 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 0.000 t

T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 17.608 t

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: -458.68 mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — e_{cs} : 0.00 mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{T,x}$: 0.00 mm
$e_{T,y}$: 387.14 mm

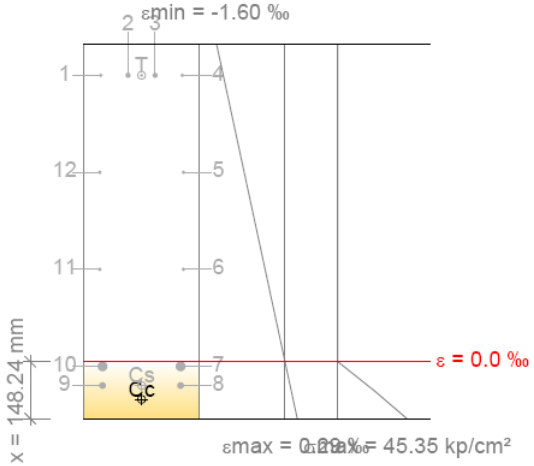
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. ε_{cmax} : 0.0010

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. ε_{smax} : 0.0100

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. σ_{cmax} : 128.22 kp/cm²

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. σ_{smax} : 4432.04 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	406.00	-2947.58	-0.001446
2	Ø16	-35.33	406.00	-2947.58	-0.001446
3	Ø16	35.33	406.00	-2947.58	-0.001446
4	Ø16	106.00	406.00	-2947.58	-0.001446
5	Ø10	109.00	153.50	0.00	-0.000956
6	Ø10	109.00	-99.00	0.00	-0.000466
7	Ø25	101.50	-351.50	0.00	+0.000024
8	Ø25	101.50	-401.50	+246.18	+0.000121
9	Ø25	-101.50	-401.50	+246.18	+0.000121
10	Ø25	-101.50	-351.50	0.00	+0.000024
11	Ø10	-109.00	-99.00	0.00	-0.000466
12	Ø10	-109.00	153.50	0.00	-0.000956

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	10.344	0.00	-437.46
Cs	1.093	0.00	-401.50
T	11.437	0.00	406.00

$N_{ed} = C_c + C_s - T$ N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ $M_{ed,x}$: -9.607 t·m

$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ $M_{ed,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. C_c : 10.344 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. C_s : 1.093 t

T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** :	11.437	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	0.00	mm
	$e_{cc,y}$:	-437.46	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	0.00	mm
	$e_{cs,y}$:	-401.50	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	406.00	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0003	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0014	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	45.35	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	2947.58	kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (EHE-08, Artículo 45.2.2.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{T_d}{T_{u1}} \leq 1$$

η_1 : **0.356** ✓

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo.	T_d :	3.613	t·m
T_{u1}: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.	T_{u1} :	10.160	t·m

El esfuerzo torsor de agotamiento que pueden resistir las bielas comprimidas se deduce de la siguiente expresión:

$$T_{u1} = 2 \cdot K \cdot \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \frac{ctg\theta}{1 + ctg^2\theta}$$

Donde:

f_{1cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{1cd} :	102	kp/cm²
K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.	**K** :	1.00	
α: Coeficiente que depende de la disposición de estribos.	α :	0.60	
θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	θ :	45.0	grados
A_e: Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (Artículo 45.2.1).	A_e :	1476.56	cm²
h_e: Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1).	h_e :	112.50	mm

$$h_e = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.	**A** :	2700.00	cm²
u: Perímetro exterior de la sección transversal.	**u** :	2400.00	mm
c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales.	**c** :	46.25	mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.2.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (EHE-08, Artículo 45.2.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta = \left(\frac{T_d}{T_{u1}}\right)^{\beta} + \left(\frac{V_{rd}}{V_{u1}}\right)^{\beta} \leq 1$$

η_1 : *0.403* ✓

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo. — T_d : *3.613* t·m

T_{u1}: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas. — T_{u1} : *10.160* t·m

V_{rd}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. — V_{rd} : *25.350* t·m

V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma. — V_{u1} : *130.887* t·m

β: Coeficiente que depende de las características de la sección hueca eficaz. — β : *1.25*

$$\beta = 2 \cdot \left(1 - \frac{h_e}{b}\right)$$

Donde:

b: Ancho del elemento — **b** : *300.00* mm

h_e: Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1). — h_e : *112.50* mm

$$h_e = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores. — **A** : *2700.00* cm²

u: Perímetro exterior de la sección transversal. — **u** : *2400.00* mm

c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales. — **c** : *46.25* mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección. (EHE-08, Artículo 45.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (EHE-08, Artículo 45.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (EHE-08, Artículo 45.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

H31 - H32 (7.721 m - H32, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **25 mm** ≥ **25 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 25 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 25 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa. $Ø_{max}$: 25 mm

La armadura pasiva longitudinal resistente habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones (Artículo 42.3.1):

$s \leq 3 \cdot b_0 \not> 300$ mm **253 mm** ≤ **300 mm** ✓

Siendo:

b_0: Espesor bruto del elemento. b_0 : 300 mm

Estribos

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$d_l \geq s_{min}$ **154 mm** ≥ **20 mm** ✓

Donde:

s_{min}: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. s_{min} : 20 mm

$s_1 = 20$ mm s_1 : 20 mm

$s_2 = 1.25 \cdot d_a$ s_2 : 19 mm

$s_3 = \varnothing_{max}$ s_3 : 6 mm

Siendo:

d_a: Tamaño máximo del árido. d_a : 15 mm

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $Ø_{max}$: 6 mm

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Flexión positiva alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple o compuesta, la cuantía geométrica de armadura principal de tracción ρ_l con barras de acero f_{yk}=5096.84 kp/cm² debe cumplir:

$\rho_l \geq \rho_{l,min}$ **0.00727 ≥ 0.00280** ✓

Donde:

$\rho_{l,min} = 0.0028$ $\rho_{l,min}$: 0.00280

Armadura longitudinal mínima para secciones en flexión simple o compuesta (Artículo 42.3.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

En secciones sometidas a flexión simple, la armadura principal de tracción debe cumplir la siguiente limitación:

$A_s \geq A_{s,min}$ **19.64 cm² ≥ 4.14 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min} = 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ $A_{s,min}$: 4.14 cm²

Siendo:

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 2700.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$\eta_1 = \frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \leq 1$ η : **0.132** ✓

Donde:

$V_{rd1,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd1,y}$: 17.128 t

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma. $V_{u1,y}$: 130.199 t

$\eta_2 = \frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \leq 1$ η : **0.816** ✓

Donde:

$V_{rd2,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd2,y}$: 17.128 t

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $V_{u2,y}$: 21.002 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.042 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblícua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

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

V_{u1} : 130.199 t

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil. **K** : 1.00

$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$

σ'cd: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. **σ'cd** : -13.20 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 2700.00 cm²

A'_s: Área total de la armadura comprimida. **A'_s** : 8.04 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. **f_{yd}** : 4432.03 kp/cm²

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón **f_{1cd}** : 101.94 kp/cm²

$f_{ck} \leq 60\ N/mm^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : 254.84 kp/cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 851.50 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. **θ** : 45.0 grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.042 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

V_{u2} : 21.002 t

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{\ 1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2,min}$: 11.776 t

Donde:

V_{su}: Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante. **V_{su}** : 11.042 t

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

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. **A_α** : 3.53 cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. **$f_{y\alpha,d}$** : 4077.47 kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. **θ** : 45.0 grados

z: Brazo mecánico. **z** : 766.35 mm

V_{cu}: Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante. **V_{cu}** : 9.960 t

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

Donde:

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 851.50 mm

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. **γ_c** : 1.5

ξ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'. **ξ** : 1.48

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm². **f_{cv}** : 254.84 kp/cm²

$$f_{cv} = f_{ck} \not> 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : 254.84 kp/cm²

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. **σ'_{cd}** : 0.00 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \not> 12 \text{ MPa}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 0.000 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 2700.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

ρ_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. **ρ_l** : 0.0068

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción. **A_s** : 17.47 cm²

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblícua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} \cdot V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot g\, \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$ **160 mm ≤ 600 mm** ✓

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 851.50 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente:

$$s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$ **228 mm ≤ 500 mm** ✓

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\text{sen}\alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$ **15.6617 ≥ 10.4586** ✓

Donde:

A_α: Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo A_α con la directriz de la pieza. **A_α** : 3.53 cm²/m

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α. **$f_{y\alpha,d}$** : 4432.03 kp/cm²

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : 300.00 mm

$f_{ct,m}$: Resistencia media a tracción del hormigón. **$f_{ct,m}$** : 26.15 kp/cm²

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : 254.84 kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'H32', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$ η : **0.471** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed},M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo. **N_{ed}** : 0.000 t

M_{ed}: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{ed,x}$** : -9.937 t·m

$M_{ed,y}$: 0.000 t·m

N_{Rd},M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd}: Axil de agotamiento. **N_{Rd}** : 0.000 t

M_{Rd}: Momentos de agotamiento. **$M_{Rd,x}$** : -21.078 t·m

$M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

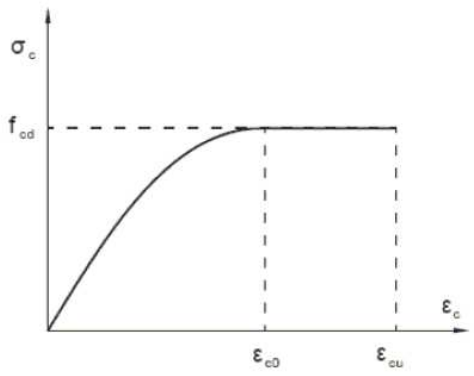
(a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.

(b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

(c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

(d) Diagramas de cálculo.

(i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

ε_{c0}: Deformación de rotura del hormigón en compresión simple. ε_{c0} : 0.0020

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

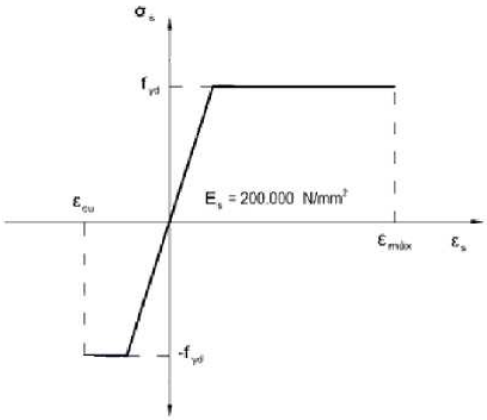
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc}: Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración. α_{cc} : 1.00

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

ε_{max}: Deformación máxima del acero en tracción. ε_{max} : 0.0100

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

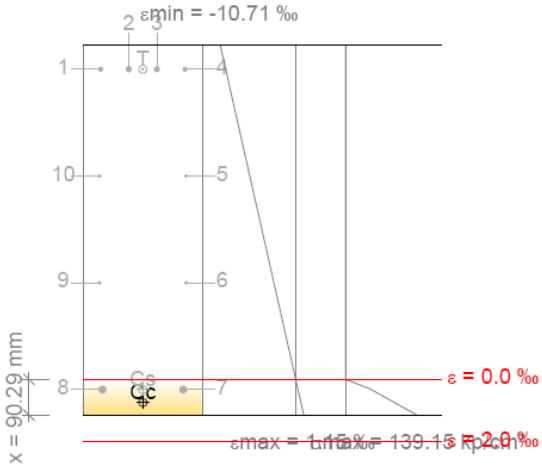
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk}: Resistencia característica de proyecto f_{yk} : 5096.84 kp/cm²

γ_s: Coeficiente parcial de seguridad. γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	406.00	-4432.04	-0.009950
2	Ø16	-35.33	406.00	-4432.04	-0.009950
3	Ø16	35.33	406.00	-4432.04	-0.009950
4	Ø16	106.00	406.00	-4432.04	-0.009950
5	Ø10	109.00	136.83	0.00	-0.006524
6	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.003098
7	Ø25	101.50	-401.50	+667.39	+0.000327
8	Ø25	-101.50	-401.50	+667.39	+0.000327
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.003098
10	Ø10	-109.00	136.83	0.00	-0.006524

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	21.378	0.00	-434.19
Cs	3.859	0.00	-401.50
T	25.237	0.00	406.00

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — N_{Rd} : 0.000 t

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{Rd,x}$: -21.078 t·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{Rd,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 21.378 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 3.859 t

T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 25.237 t

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: -434.19 mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: 0.00 mm; $e_{cs,y}$: -401.50 mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{T,x}$: 0.00 mm
$e_{T,y}$: 406.00 mm

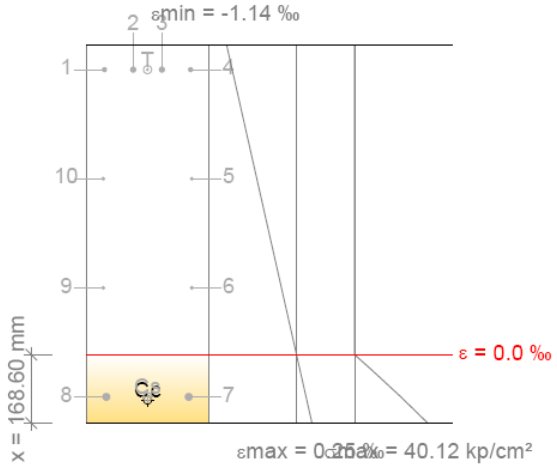
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. ε_{cmax} : 0.0011

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. ε_{smax} : 0.0099

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. σ_{cmax} : 139.15 kp/cm²

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. σ_{smax} : 4432.04 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø16	-106.00	406.00	-2143.69	-0.001051
2	Ø16	-35.33	406.00	-2143.69	-0.001051
3	Ø16	35.33	406.00	-2143.69	-0.001051
4	Ø16	106.00	406.00	-2143.69	-0.001051
5	Ø10	109.00	136.83	0.00	-0.000649
6	Ø10	109.00	-132.33	0.00	-0.000247
7	Ø25	101.50	-401.50	+317.02	+0.000155
8	Ø25	-101.50	-401.50	+317.02	+0.000155
9	Ø10	-109.00	-132.33	0.00	-0.000247
10	Ø10	-109.00	136.83	0.00	-0.000649

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	10.374	0.00	-409.25
Cs	1.833	0.00	-401.50
T	12.207	0.00	406.00

$N_{ed} = C_c + C_s - T$ N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ $M_{ed,x}$: -9.937 t·m

$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ $M_{ed,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. C_c : 10.374 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. C_s : 1.833 t

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : 12.207 t

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	0.00	mm
	$e_{cc,y}$:	-409.25	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	0.00	mm
	$e_{cs,y}$:	-401.50	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	406.00	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0003	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0011	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	40.12	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	2143.69	kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (EHE-08, Artículo 45.2.2.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.746 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{T_d}{T_{u1}} \leq 1$$

η_1 : **0.088** ✓

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo.	T_d :	0.892	t·m
T_{u1}: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.	T_{u1} :	10.160	t·m

El esfuerzo torsor de agotamiento que pueden resistir las bielas comprimidas se deduce de la siguiente expresión:

$$T_{u1} = 2 \cdot K \cdot \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \frac{ctg\theta}{1 + ctg^2\theta}$$

Donde:

f_{1cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{1cd} :	102	kp/cm²
K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.	K :	1.00	
α: Coeficiente que depende de la disposición de estribos.	α :	0.60	
θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	θ :	45.0	grados
A_e: Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (Artículo 45.2.1).	A_e :	1476.56	cm²
h_e: Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1).	h_e :	112.50	mm

$$h_e = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.	A :	2700.00	cm²
u: Perímetro exterior de la sección transversal.	u :	2400.00	mm
c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales.	c :	46.25	mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.2.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (EHE-08, Artículo 45.2.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje Y. (EHE-08, Artículo 45.3.2.1)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.900 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta = \left(\frac{T_d}{T_{u1}}\right)^{\beta} + \left(\frac{V_{rd}}{V_{u1}}\right)^{\beta} \leq 1$$

η_1 : *0.153* ✓

Donde:

T_d: Momento torsor de cálculo. — T_d : *0.892* t·m

T_{u1}: Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas. — T_{u1} : *10.160* t·m

V_{rd}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. — V_{rd} : *-21.665* t·m

V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma. — V_{u1} : *130.887* t·m

β: Coeficiente que depende de las características de la sección hueca eficaz. — β : *1.25*

$$\beta = 2 \cdot \left(1 - \frac{h_e}{b}\right)$$

Donde:

b: Ancho del elemento — **b** : *300.00* mm

h_e: Espesor eficaz de la pared de la sección de cálculo (Artículo 45.2.1). — h_e : *112.50* mm

$$h_e = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot c$$

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores. — **A** : *2700.00* cm²

u: Perímetro exterior de la sección transversal. — **u** : *2400.00* mm

c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales. — **c** : *46.25* mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (EHE-08, Artículo 45.3.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección. (EHE-08, Artículo 45.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (EHE-08, Artículo 45.2.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (EHE-08, Artículo 45.2.3)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

H31 - H32

Fisuración por compresión (EHE-08, Artículo 49.2.1)

Se debe satisfacer:

$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck,j}$ **85.71 kp/cm² ≤ 180.75 kp/cm²** ✓

La tensión de compresión máxima se produce en un punto situado a una distancia de 4.546 m del nudo H31, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa.

Donde:

σ_c: Tensión de compresión del hormigón. σ_c : 85.71 kp/cm²

$f_{ck,j}$: Resistencia característica del hormigón a la edad de 'j' días. Se adopta j = 120. $f_{ck,j}$: 301.25 kp/cm²

$$f_{ck,j} = \beta_{cc} \cdot f_{ck,28} + 8\ \text{MPa} \cdot (\beta_{cc} - 1)$$

Donde:

$f_{ck,28}$: Resistencia característica del hormigón a la edad de 28 días. $f_{ck,28}$: 254.84 kp/cm²

β_{cc}: Coeficiente que depende de la edad del hormigón. β_{cc} : 1.14

$$\beta_{cc} = e^{\left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}}\right)\right]}$$

Donde:

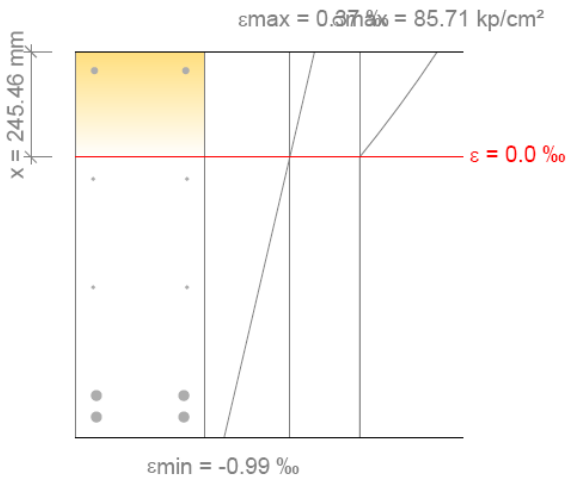
s: Coeficiente que depende del tipo de cemento. Se adopta el valor correspondiente a cementos normales. **s** : 0.25

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de la combinación:

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. $M_{ed,X}$: 0.000 t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. $M_{ed,Y}$: 26.247 t·m



Fisuración por tracción: Cara superior (EHE-08, Artículo 49.2.3)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Fisuración por tracción: Cara lateral derecha (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

$w_k \leq w_{max}$ **0.237 mm ≤ 0.400 mm** ✓

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 4.546 m del nudo H31, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 101.50 mm, Y = -401.50 mm.

Donde:

W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2. **W_{max}** : 0.400 mm

Designación del tipo de ambiente: I

W_k: Abertura característica de fisura. **W_k** : 0.237 mm

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

Siendo:

β: Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos. β : 1.70

s_m: Separación media entre fisuras. **s_m** : 171.83 mm

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \frac{Ø \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Donde:

c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas. **c** : 36.00 mm

s: Distancia media entre las barras traccionadas de la sección. **s** : 112.37 mm

Ø: Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección. **Ø** : 25.00 mm

k_1: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal. **k_1** : 0.124

$$k_1 = 0.25 \cdot \frac{\sigma_{ct,m}}{f_{ct,m,fl}}$$

Donde:

$\sigma_{ct,m}$: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I). **$\sigma_{ct,m}$** : 13.01 kp/cm²

$$\sigma_{ct,m} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

Donde:

F_{ct}: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **F_{ct}** : 16.856 t

A_{ct}: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). A_{ct} : 129586.31 mm²

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón. $f_{ct,m,fl}$: 26.15 kp/cm²

$A_{c,eficaz}$: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). $A_{c,eficaz}$: 122114.00 mm²

A_s: Área de la armadura traccionada. A_s : 1963.52 mm²

ε_{sm}: Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras. ε_{sm} : 0.000812

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Donde:

E_s: Módulo de deformación longitudinal del acero. E_s : 2038735.98 kp/cm²

k_2: Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes. k_2 : 0.50

σ_s: Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada. σ_s : 1865.97 kp/cm²

σ_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón. σ_{sr} : 884.45 kp/cm²

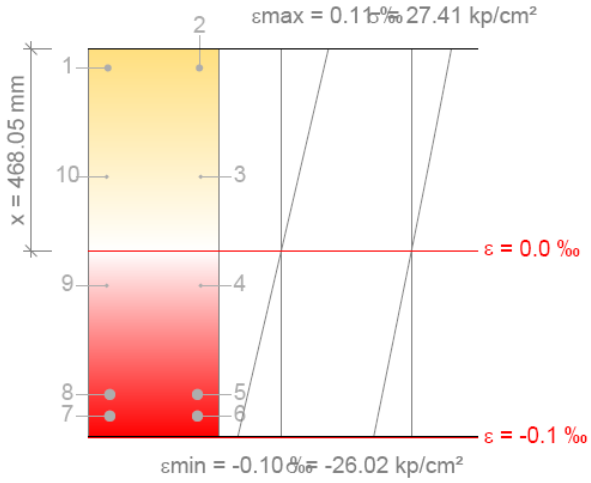
Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td},M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). N_{td} : 0.000 t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. $M_{td,X}$: 0.000 t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. $M_{td,Y}$: 12.471 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm²)	ε
4	Ø10	109.00	-99.00	0.00	-0.000019
5	Ø25	101.50	-351.50	-160.67	-0.000079
6	Ø25	101.50	-401.50	-184.76	-0.000091
7	Ø25	-101.50	-401.50	-184.76	-0.000091
8	Ø25	-101.50	-351.50	-160.67	-0.000079
9	Ø10	-109.00	-99.00	0.00	-0.000019

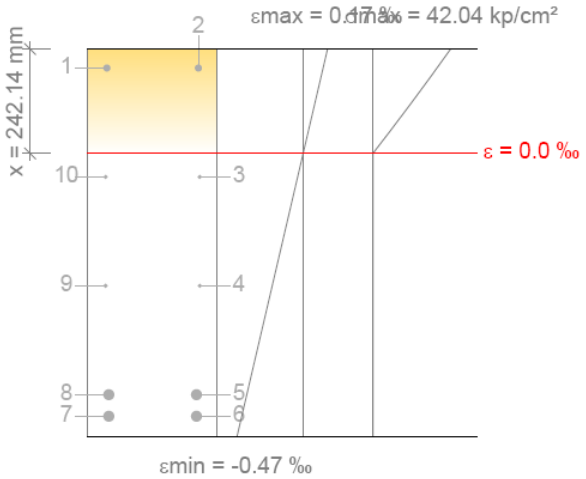
Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). **N_{td}** : 0.000 t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. **$M_{td,X}$** : 0.000 t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. **$M_{td,Y}$** : 12.471 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_{sr} (kp/cm²)	ε
3	Ø10	109.00	153.50	0.00	-0.000039
4	Ø10	109.00	-99.00	0.00	-0.000218
5	Ø25	101.50	-351.50	-811.88	-0.000398
6	Ø25	101.50	-401.50	-884.45	-0.000434
7	Ø25	-101.50	-401.50	-884.45	-0.000434
8	Ø25	-101.50	-351.50	-811.88	-0.000398
9	Ø10	-109.00	-99.00	0.00	-0.000218
10	Ø10	-109.00	153.50	0.00	-0.000039

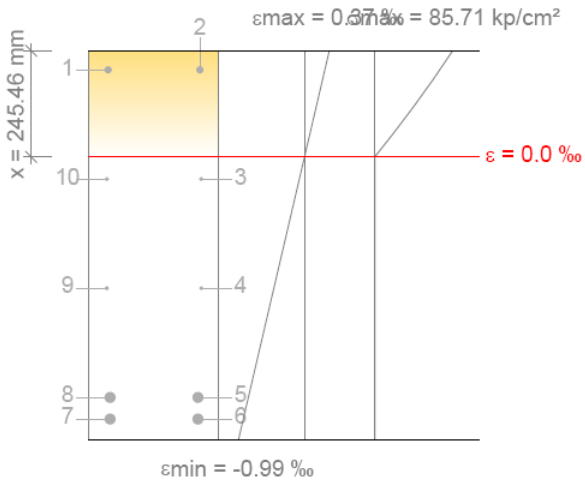
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : 0.000 t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : 0.000 t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : 26.247 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
3	Ø10	109.00	153.50	0.00	-0.000077
4	Ø10	109.00	-99.00	0.00	-0.000458
5	Ø25	101.50	-351.50	-1712.03	-0.000840
6	Ø25	101.50	-401.50	-1865.97	-0.000915
7	Ø25	-101.50	-401.50	-1865.97	-0.000915
8	Ø25	-101.50	-351.50	-1712.03	-0.000840
9	Ø10	-109.00	-99.00	0.00	-0.000458
10	Ø10	-109.00	153.50	0.00	-0.000077

Fisuración por tracción: Cara inferior (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

$w_k \leq w_{max}$ **0.237 mm ≤ 0.400 mm** ✓

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 4.546 m del nudo H31, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 101.50 mm, Y = -401.50 mm.

Donde:

W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2. **W_{max}** : *0.400* mm

Designación del tipo de ambiente: I

W_k: Abertura característica de fisura. **W_k** : *0.237* mm

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

Siendo:

β: Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos. β : *1.70*

s_m: Separación media entre fisuras. **s_m** : *171.83* mm

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \frac{Ø \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Donde:

c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas. **c** : *36.00* mm

s: Distancia media entre las barras traccionadas de la sección. **s** : *112.37* mm

Ø: Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección. **Ø** : *25.00* mm

k_1: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal. **k_1** : *0.124*

$$k_1 = 0.25 \cdot \frac{\sigma_{ct,m}}{f_{ct,m,fl}}$$

Donde:

$\sigma_{ct,m}$: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I). **$\sigma_{ct,m}$** : *13.01* kp/cm²

$$\sigma_{ct,m} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

Donde:

F_{ct}: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **F_{ct}** : *16.856* t

A_{ct}: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **A_{ct}** : *129586.31* mm²

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón. **$f_{ct,m,fl}$** : *26.15* kp/cm²

$A_{c,eficaz}$: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **$A_{c,eficaz}$** : *122114.00* mm²

A_s: Área de la armadura traccionada. **A_s** : *1963.52* mm²

ε_{sm}: Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras. **ε_{sm}** : *0.000812*

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Donde:

E_s: Módulo de deformación longitudinal del acero. **E_s** : *2038735.98* kp/cm²

k_2: Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes. **k_2** : *0.50*

σ_s: Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada. **σ_s** : *1865.97* kp/cm²

σ_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón. **σ_{sr}** : *884.45* kp/cm²

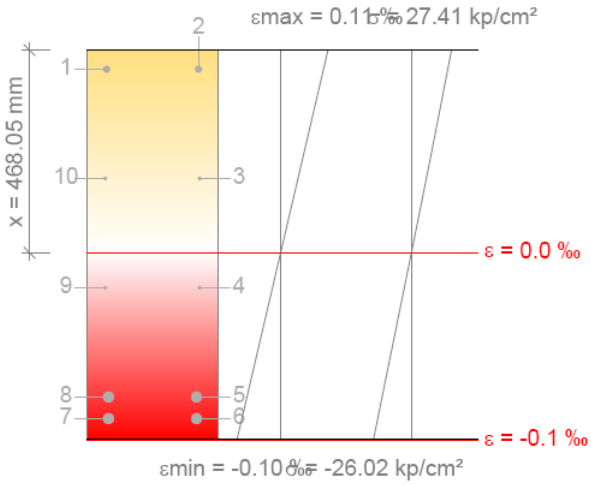
Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td},M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). **N_{td}** : 0.000 t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. **$M_{td,X}$** : 0.000 t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. **$M_{td,Y}$** : 12.471 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm²)	ε
4	Ø10	109.00	-99.00	0.00	-0.000019
5	Ø25	101.50	-351.50	-160.67	-0.000079
6	Ø25	101.50	-401.50	-184.76	-0.000091
7	Ø25	-101.50	-401.50	-184.76	-0.000091
8	Ø25	-101.50	-351.50	-160.67	-0.000079
9	Ø10	-109.00	-99.00	0.00	-0.000019

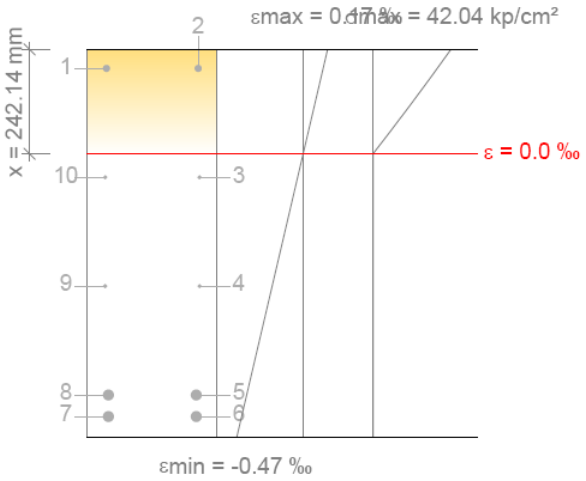
Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td},M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). **N_{td}** : 0.000 t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. **$M_{td,X}$** : 0.000 t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. **$M_{td,Y}$** : 12.471 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_{sr} (kp/cm²)	ε
3	Ø10	109.00	153.50	0.00	-0.000039
4	Ø10	109.00	-99.00	0.00	-0.000218
5	Ø25	101.50	-351.50	-811.88	-0.000398
6	Ø25	101.50	-401.50	-884.45	-0.000434
7	Ø25	-101.50	-401.50	-884.45	-0.000434
8	Ø25	-101.50	-351.50	-811.88	-0.000398
9	Ø10	-109.00	-99.00	0.00	-0.000218
10	Ø10	-109.00	153.50	0.00	-0.000039

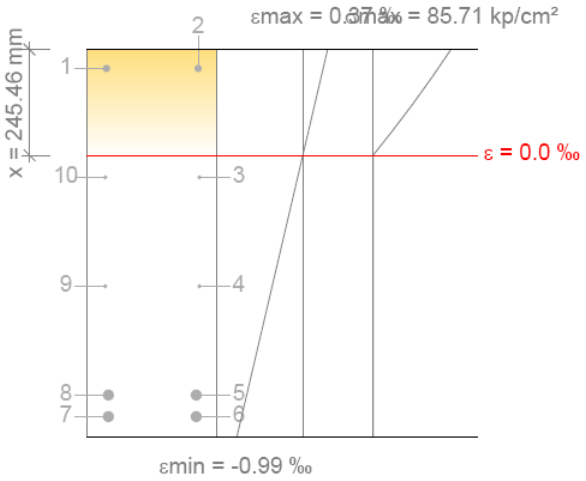
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : 0.000 t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : 0.000 t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : 26.247 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
3	Ø10	109.00	153.50	0.00	-0.000077
4	Ø10	109.00	-99.00	0.00	-0.000458
5	Ø25	101.50	-351.50	-1712.03	-0.000840
6	Ø25	101.50	-401.50	-1865.97	-0.000915
7	Ø25	-101.50	-401.50	-1865.97	-0.000915
8	Ø25	-101.50	-351.50	-1712.03	-0.000840
9	Ø10	-109.00	-99.00	0.00	-0.000458
10	Ø10	-109.00	153.50	0.00	-0.000077

Fisuración por tracción: Cara lateral izquierda (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

$w_k \leq w_{max}$ **0.237 mm ≤ 0.400 mm** ✓

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 4.546 m del nudo H31, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -101.50 mm, Y = -401.50 mm.

Donde:

W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2. **W_{max}** : 0.400 mm

Designación del tipo de ambiente: I

W_k: Abertura característica de fisura. **W_k** : 0.237 mm

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

Siendo:

β: Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos. β : 1.70

s_m: Separación media entre fisuras. **s_m** : 171.83 mm

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \frac{Ø \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Donde:

c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas. **c** : 36.00 mm

s: Distancia media entre las barras traccionadas de la sección. **s** : 112.37 mm

Ø: Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección. **Ø** : 25.00 mm

k_1: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal. **k_1** : 0.124

$$k_1 = 0.25 \cdot \frac{\sigma_{ct,m}}{f_{ct,m,fl}}$$

Donde:

$\sigma_{ct,m}$: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I). **$\sigma_{ct,m}$** : 13.01 kp/cm²

$$\sigma_{ct,m} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$$

Donde:

F_{ct}: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **F_{ct}** : *16.856* t

A_{ct}: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **A_{ct}** : *129586.31* mm²

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón. **$f_{ct,m,fl}$** : *26.15* kp/cm²

$A_{c,eficaz}$: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I). **$A_{c,eficaz}$** : *122114.00* mm²

A_s: Área de la armadura traccionada. **A_s** : *1963.52* mm²

ε_{sm}: Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras. **ε_{sm}** : *0.000812*

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Donde:

E_s: Módulo de deformación longitudinal del acero. **E_s** : *2038735.98* kp/cm²

k_2: Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes. **k_2** : *0.50*

σ_s: Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada. **σ_s** : *1865.97* kp/cm²

σ_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón. **σ_{sr}** : *884.45* kp/cm²

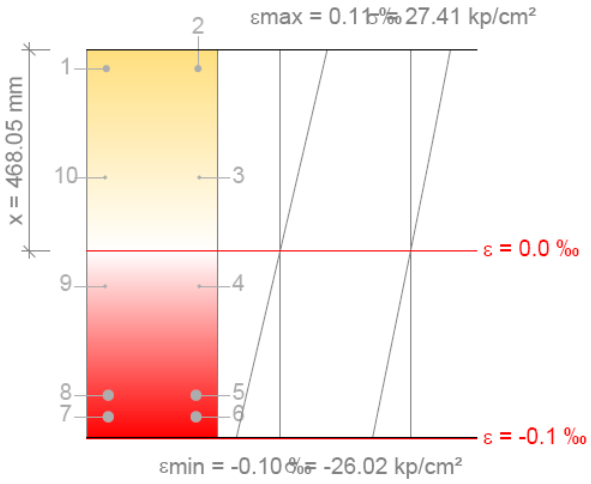
Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td},M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). **N_{td}** : *0.000* t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. **$M_{td,X}$** : *0.000* t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. **$M_{td,Y}$** : *12.471* t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm²)	ε
4	Ø10	109.00	-99.00	0.00	-0.000019
5	Ø25	101.50	-351.50	-160.67	-0.000079
6	Ø25	101.50	-401.50	-184.76	-0.000091
7	Ø25	-101.50	-401.50	-184.76	-0.000091
8	Ø25	-101.50	-351.50	-160.67	-0.000079
9	Ø10	-109.00	-99.00	0.00	-0.000019

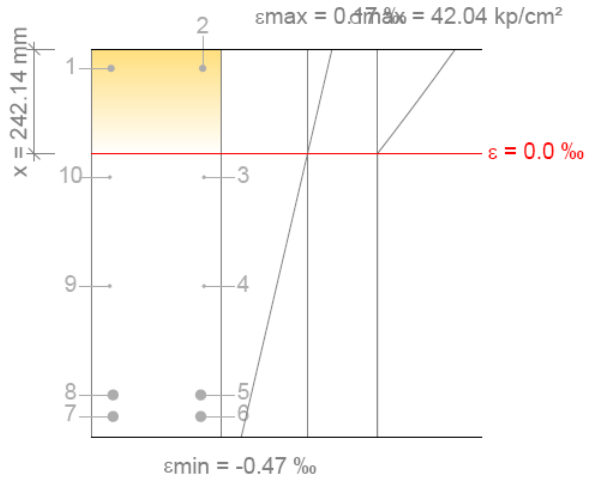
Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td},M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión). **N_{td}** : 0.000 t

$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'. **$M_{td,X}$** : 0.000 t·m

$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'. **$M_{td,Y}$** : 12.471 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_{sr} (kp/cm²)	ε
3	Ø10	109.00	153.50	0.00	-0.000039
4	Ø10	109.00	-99.00	0.00	-0.000218

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_{sr} (kp/cm²)	ε
5	Ø25	101.50	-351.50	-811.88	-0.000398
6	Ø25	101.50	-401.50	-884.45	-0.000434
7	Ø25	-101.50	-401.50	-884.45	-0.000434
8	Ø25	-101.50	-351.50	-811.88	-0.000398
9	Ø10	-109.00	-99.00	0.00	-0.000218
10	Ø10	-109.00	153.50	0.00	-0.000039

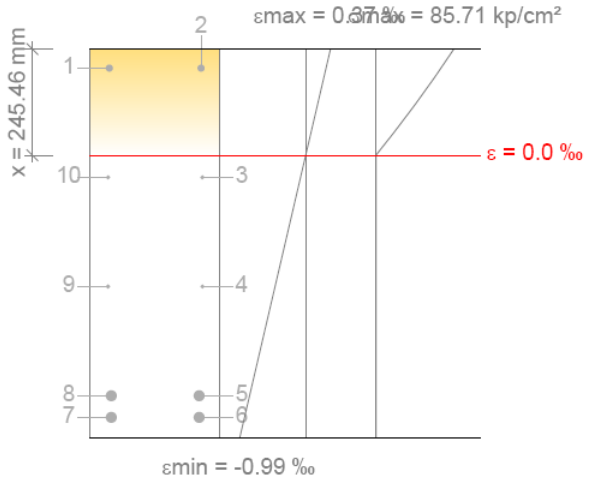
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.000* t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.000* t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *26.247* t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
3	Ø10	109.00	153.50	0.00	-0.000077
4	Ø10	109.00	-99.00	0.00	-0.000458
5	Ø25	101.50	-351.50	-1712.03	-0.000840
6	Ø25	101.50	-401.50	-1865.97	-0.000915
7	Ø25	-101.50	-401.50	-1865.97	-0.000915
8	Ø25	-101.50	-351.50	-1712.03	-0.000840
9	Ø10	-109.00	-99.00	0.00	-0.000458
10	Ø10	-109.00	153.50	0.00	-0.000077

Área mínima de armadura (Criterio de CYPE Ingenieros)

Para garantizar que la armadura dispuesta es mayor o igual que la mínima necesaria para asegurar la transmisión de las tracciones del hormigón a las armaduras en el momento de producirse la fisuración, se debe satisfacer:

$\sigma_{sr} < f_{yk}$ **887.62 kp/cm² < 5096.84 kp/cm²** ✓

Donde:

σ_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.	σ_{sr} :	887.62	kp/cm²
f_{yk}: Valor característico del límite elástico de la armadura pasiva.	f_{yk} :	5096.84	kp/cm²
N_{td}: Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión).	N_{td} :	0.000	t
$M_{td,X}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.	$M_{td,X}$:	0.000	t·m
$M_{td,Y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.	$M_{td,Y}$:	12.545	t·m

Fisuración por cortante (EHE-08, Artículo 49.3)

Al cumplirse las indicaciones del Artículo 44º Estado Límite Último frente a Cortante, el control de la fisuración en servicio está asegurado sin comprobaciones adicionales.

5.- COMPROBACIONES DE FLECHA

Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim}$= L/350	A plazo infinito (Cuasipermanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim}$= Mín.(L/300, L/500+10.00)	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim}$= L/400	Estado
$f_{i,Q}$: 1.30 mm $f_{i,Q,lim}$: 25.43 mm	$f_{T,max}$: 16.20 mm $f_{T,lim}$: 27.80 mm	$f_{A,max}$: 14.60 mm $f_{A,lim}$: 22.25 mm	**CUMPLE**

Flecha total instantánea para el conjunto de las cargas de tipo "Sobrecarga" para la combinación "Característica" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "4.42 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ **1.30 mm ≤ 25.43 mm** ✓

$f_{i,Q,lim}$: límite establecido para la flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso **$f_{i,Q,lim}$** : *25.43* mm

$f_{i,Q,lim}$= L/350

L: longitud de referencia **L** : *8.90* m

$f_{i,Q}$: flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso aplicadas **$f_{i,Q}$** : *1.30* mm

Escalón de carga	t_i	q(t_i)	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,Q,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	277920.49	1767847.39	2.04	2.04	0.00
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	287292.85	1097641.71	4.65	2.61	0.00
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	288907.52	907805.34	7.37	2.72	0.00
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	293365.29	857094.40	8.67	1.30	1.30

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

q(t_i): carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,Q,max}$: valor máximo de la flecha instantánea debida a las sobrecargas de uso producida hasta el instante t_i

E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left(\exp\left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	1767847.39	1767847.39
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	1097641.71	1097641.71
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	907805.34	907805.34
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso	857094.40	857094.40

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \mathrm{MIN}_{j=1}^{j=i}\left(I_{e,v_j}\right)$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$I_{e,v}$: *857094.40* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0.89	0	0	0	0.054	0.06

$\mathbf{I_{ec}}$: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano — $\mathbf{I_{ec}}$: *732870.54* cm4

$\mathbf{I_{ee1}}$: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1) — $\mathbf{I_{ee1}}$: *1822500.00* cm4

$\mathbf{I_{ee2}}$: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2) — $\mathbf{I_{ee2}}$: *1822500.00* cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	1822500.00	280503.19	-11.60	-7.66	1822500.00
Centro de vano	1822500.00	617631.67	12.47	27.27	732870.54
Extremo (2)	1822500.00	280204.98	-11.53	-8.44	1822500.00

Siendo:

$\mathbf{I_b}$: momento de inercia de la sección bruta

$\mathbf{I_f}$: momento de inercia de la sección fisurada

$\mathbf{M_f}$: momento de fisuración de la sección

$\mathbf{M_a}$: momento flector aplicado en la sección

Flecha total a plazo infinito para la combinación "Cuasipermanente" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "4.42 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso

$f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ — **16.20 mm** ≤ **27.80 mm** ✓

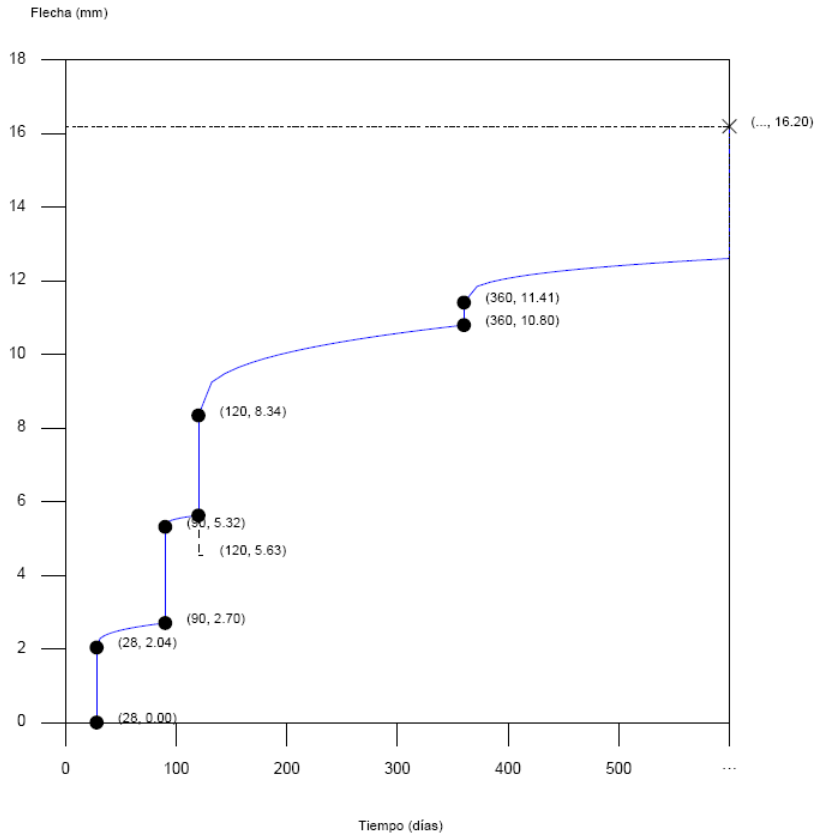
$\mathbf{f_{T,lim}}$: límite establecido para la flecha total a plazo infinito — $\mathbf{f_{T,lim}}$: *27.80* mm

$f_{T,lim}$= Mín.(L/300, L/500+10.00)

L: longitud de referencia — **L** : *8.90* m

$\mathbf{f_{T,max}}$: valor máximo de la flecha total — $\mathbf{f_{T,max}}$: *16.20* mm

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0,t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	2.04	2.04	0.67	2.70	2.70
2-3	90	120	2.70	2.61	5.32	0.31	5.63	5.63
3-4	120	360	5.63	2.72	8.34	2.46	10.80	10.80
4-∞	360	∞	10.80	0.61	11.41	4.79	16.20	16.20

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0,t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i,t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	277920.49	1767847.39	2.04	2.04	2.04
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	287292.85	1097641.71	4.65	2.61	4.65

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	288907.52	907805.34	7.37	2.72	7.37
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	293365.29	857094.40	7.98	0.61	7.98

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left(\exp\left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	1767847.39	1767847.39
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	1097641.71	1097641.71
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	907805.34	907805.34
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso	857094.40	857094.40

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \underset{j=1}{\overset{j=i}{\mathrm{MIN}}}\left(I_{e,v_j}\right)$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso" **$I_{e,v}$** : *857094.40* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0.89	0	0	0	0.054	0.06

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano **I_{ec}** : *732870.54* cm4

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1) **I_{ee1}** : *1822500.00* cm4

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2) **I_{ee2}** : *1822500.00* cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	1822500.00	280503.19	-11.60	-7.66	1822500.00
Centro de vano	1822500.00	617631.67	12.47	27.27	732870.54
Extremo (2)	1822500.00	280204.98	-11.53	-8.44	1822500.00

Siendo:

I_b: momento de inercia de la sección bruta

I_f: momento de inercia de la sección fisurada

M_f: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i,t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i,t_f)$: flecha diferida por escalón de carga.Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum\left(\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f)\right)$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum\Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	2.04	2.04	0.67	1.00	0.33	0.67
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	2.61	4.65	1.00	1.07	0.07	0.31
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	2.72	7.37	1.07	1.40	0.33	2.46
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	0.61	7.98	1.40	2.00	0.60	4.79

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i,t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i,t_f)

$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

<u>Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"</u>

La flecha máxima se produce en la sección "4.42 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ **14.60 mm ≤ 22.25 mm** ✓

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa **$f_{A,lim}$** : *22.25* mm

$f_{A,lim}$= L/400

L: longitud de referencia **L** : *8.90* m

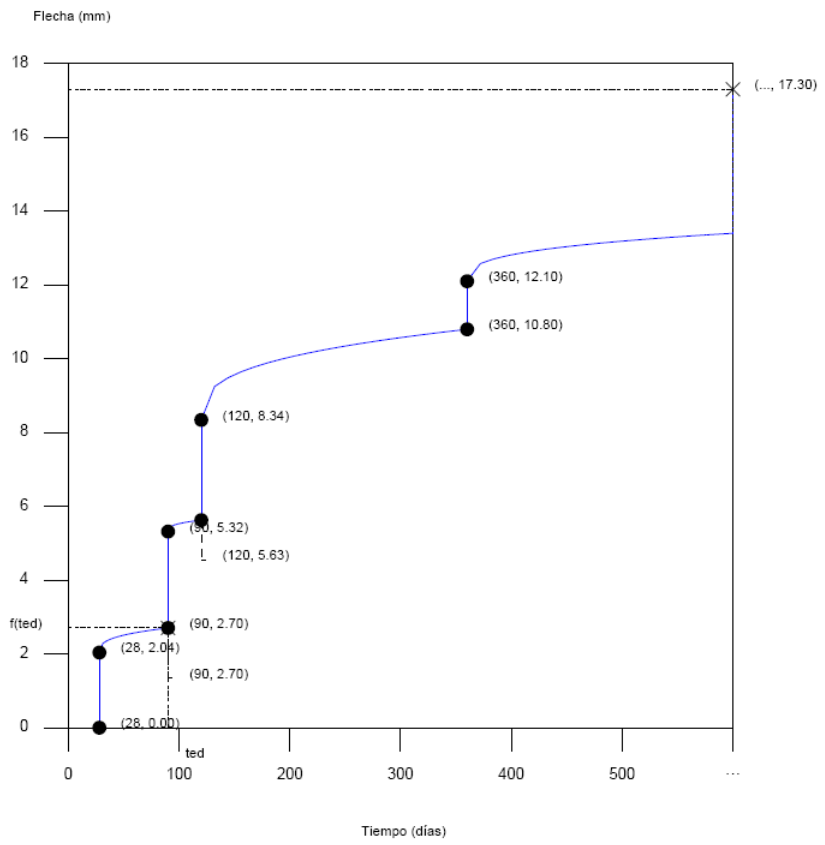
$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses" **$f_{A,max}$** : *14.60* mm

Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$$

$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses" **$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$** : *17.30* mm

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0,t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	2.04	2.04	0.67	2.70	2.70
2-3	90	120	2.70	2.61	5.32	0.31	5.63	5.63
3-4	120	360	5.63	2.72	8.34	2.46	10.80	10.80
4-∞	360	∞	10.80	1.30	12.10	5.20	17.30	17.30

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0,t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i,t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	277920.49	1767847.39	2.04	2.04	2.04
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	287292.85	1097641.71	4.65	2.61	4.65

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	288907.52	907805.34	7.37	2.72	7.37
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	293365.29	857094.40	8.67	1.30	8.67

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left(\exp\left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	1767847.39	1767847.39
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	1097641.71	1097641.71
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	907805.34	907805.34
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso	857094.40	857094.40

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \mathrm{MIN}_{J=1}^{j=i}\left(I_{e,v_i}\right)$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v,i}$ que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$I_{e,v}$: *857094.40* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0.89	0	0	0	0.054	0.06

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

I_{ec} : *732870.54* cm4

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

I_{ee1} : *1822500.00* cm4

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

I_{ee2} : *1822500.00* cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	1822500.00	280503.19	-11.60	-7.66	1822500.00
Centro de vano	1822500.00	617631.67	12.47	27.27	732870.54
Extremo (2)	1822500.00	280204.98	-11.53	-8.44	1822500.00

Siendo:

I_b: momento de inercia de la sección bruta

I_f: momento de inercia de la sección fisurada

M_f: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i,t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i,t_f)$: flecha diferida por escalón de carga.Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum\left(\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f)\right)$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum\Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	2.04	2.04	0.67	1.00	0.33	0.67
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	2.61	4.65	1.00	1.07	0.07	0.31
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	2.72	7.37	1.07	1.40	0.33	2.46
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	1.30	8.67	1.40	2.00	0.60	5.20

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i,t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i,t_f)

$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses" **$f(t_{ed})$** : 2.70 mm

La flecha total producida hasta el instante "t_{ed}" asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

A2.5.4. PILARES

A2.5.4.1. Descripción de la solución adoptada

Se diseñan dos conjuntos de pilares claramente diferenciados: por un lado un primer grupo formado por pialres de hormigón armado ligeramente apantallados para facilitar la transmisión de esfuerzos y optimizar su capacidad portante, y por otro lado la serie de pilares metálicos que soportan la estructura base de las cubiertas de policarbonato.

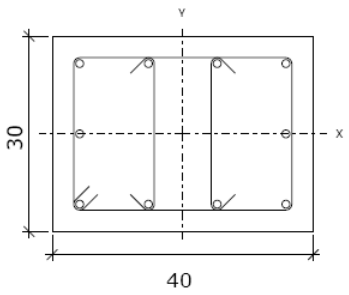
Entre ambos grupos se encuentran dos pilares interiores de acero laminado que, por adpatación al programa desarrollado se han planteado en este material en vez de en hormigón armado.

A2.5.4.2. Comprobaciones de cálculo

Seguidamente se adjuntan comprobaciones de cálculo realizadas sobre los pilares más solicitados según las tipologías descritas en el apartado anterior.

PILAR H10

Datos del pilar



Geometría	
Dimensiones	: 40x30 cm
Tramo	: 0.000/4.000 m
Altura libre	: 3.40 m
Recubrimiento geométrico	: 3.0 cm
Tamaño máximo de árido	: 15 mm

Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : HA-25, Yc=1.5	Plano ZX : 3.40 m
Acero : B 500 S, Ys=1.15	Plano ZY : 3.40 m

Armadura longitudinal	Estribos
Esquina : 4Ø12	Perimetral : 1eØ6
Cara X : 4Ø12	Dirección Y : 2rØ6
Cara Y : 2Ø12	Separación : 6 - 15 - 10 cm
Cuantía : 0.94 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Dimensión mínima de soportes

La dimensión mínima del soporte (b_{min}) debe cumplir la siguiente condición:

$b_{min} \geq 250$ mm — **300.00 mm ≥ 250.00 mm** ✓

Armadura longitudinal

$d_l \geq s_{min}$ — **93 mm ≥ 20 mm** ✓

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior al mayor de los tres valores siguientes (EHE-08, Artículo 69.4.1.1):

s_{min} Valor máximo de s_1, s_2, s_3.	s_{min} :	20	mm
s_1 20 mm	s_1 :	20	mm
s_2 1,25 veces el tamaño máximo del árido.	s_2 :	19	mm
s_3 Diámetro de la barra comprimida más gruesa.	s_3 :	12	mm

La separación entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser de 350 mm como máximo (Artículo 54)

$s \leq 350$ mm — **108 mm ≤ 350 mm** ✓

El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm (Artículo 54)

$\varnothing \geq 12$ mm — **12 mm ≥ 12 mm** ✓

Estribos

$d_l \geq s_{min}$ — **54 mm ≥ 20 mm** ✓

La distancia libre d_l, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior al mayor de los tres valores siguientes (EHE-08, Artículo 69.4.1.1):

s_{min} Valor máximo de s_1, s_2, s_3.	s_{min} :	20	mm
s_1 20 mm	s_1 :	20	mm
s_2 1,25 veces el tamaño máximo del árido.	s_2 :	19	mm

s_3 Diámetro de la barra comprimida más gruesa. s_3 : 6 mm

Para poder tener en cuenta las armaduras pasivas en compresión (EHE-08, Artículo 42.3.1), es necesario que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación s_t y diámetro $Ø_t$ cumplan:

$s_t \leq 15 \cdot Ø_{min} \not> 300$ mm — **60 mm ≤ 180 mm** ✓

$s_t \leq b_{min}$ — **60 mm ≤ 300 mm** ✓

Siendo:

$Ø_{min}$: Diámetro de la barra comprimida más delgada. $Ø_{min}$: 12 mm

b_{min}: Dimensión mínima de la sección b_{min} : 300.00 mm

$Ø_t \geq 1/4 \cdot Ø_{max}$ — **6 mm ≥ 3 mm** ✓

Siendo:

$Ø_{max}$: Diámetro de la barra comprimida más gruesa. $Ø_{max}$: 12 mm

<u>Armadura mínima y máxima.</u> (EHE-08, Artículo 42.3)

Cuantía geométrica mínima de armadura principal (EHE-08, Artículo 42.3.5)

La cuantía geométrica de armadura principal ρ_l en pilares con barras de acero f_{yk}=5096.84 kp/cm² debe cumplir:

$\rho_l \geq 0.004$ — **0.009 ≥ 0.004** ✓

Armadura longitudinal mínima para secciones en compresión simple o compuesta (EHE-08, Artículo 42.3.3)

En las secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$A'_s \cdot f_{yc,d} \geq 0.1 \cdot N_d$ — **46.116 t ≥ 15.822 t** ✓

Donde:

A'_s: Área total de la armadura comprimida. A'_s : 11.31 cm²

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión. $f_{yc,d}$: 4077.47 kp/cm²

$f_{yc,d} = f_{yd} \not> 400$ N/mm²

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. N_d : 158.220 t

Armadura longitudinal máxima para secciones en compresión simple o compuesta (EHE-08, Artículo 42.3.3)

En las secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$A'_s \cdot f_{yc,d} \leq f_{cd} \cdot A_c$ — **46.116 t ≤ 203.874 t** ✓

Donde:

A'_s: Área total de la armadura comprimida. A'_s : 11.31 cm²

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión. $f_{yc,d}$: 4077.47 kp/cm²

$f_{yc,d} = f_{yd} \not> 400$ N/mm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

A_c: Área total de la sección de hormigón. A_c : 1200.00 cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : **0.021** ✓

Donde:

V_{rd1}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{rd1,x}$: 0.335 t

$V_{rd1,y}$: 1.073 t

V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$V_{u1,x}$: 48.078 t

$V_{u1,y}$: 53.158 t

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : **0.088** ✓

Donde:

V_{rd2}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{rd2,x}$: 0.335 t

$V_{rd2,y}$: 1.073 t

V_{u2}: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$V_{u2,x}$: 11.470 t

$V_{u2,y}$: 12.947 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis 1.35·G+1.5·Qa.

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblícua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

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

V_{u1} : 48.078 t

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

K : 1.17

$$0.50 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1.00 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$$

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 169.89 kp/cm²

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

σ'_{cd} : 90.08 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A_{s'} \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 158.220 t

A_c: Área total de la sección de hormigón.

A_c : 1200.00 cm²

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

A'_s : 11.31 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

f_{1cd} : 101.94 kp/cm²

$$f_{ck} \leq 60\ N/mm^2 \rightarrow f_{1cd} - 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

f_{ck} : 254.84 kp/cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 169.89 kp/cm²

b_0: Anchura neta mínima del elemento.

b_0 : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 267.71 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. **θ** : 45.0 grados

Cortante en la dirección Y:

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

V_{u1} : 53.158 t

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil. **K** : 1.17

$$0.50 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \le 1.00 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$$

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. **σ'_{cd}** : 90.08 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A_{s'} \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 158.220 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 1200.00 cm²

A'_s: Área total de la armadura comprimida. **A'_s** : 11.31 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. **f_{yd}** : 4432.03 kp/cm²

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón **f_{1cd}** : 101.94 kp/cm²

$$f_{ck} \le 60\ N/mm^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : 254.84 kp/cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : 400.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 222.00 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. **α** : 90.0 grados

θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. **θ** : 45.0 grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis 1.35·G+1.5·Qa.

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd}\right] \cdot b_0 \cdot d$$

V_{u2} : 11.470 t

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{\ 1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd}\right] \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2,min}$: 11.350 t

Donde:

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : 300.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 267.71 mm

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. **γ_c** : 1.5

ξ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'. **ξ** : 1.86

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm². **f_{cv}** : 254.84 kp/cm²

$$f_{cv} = f_{ck} \not> 60\ N/mm^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : 254.84 kp/cm²

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. **σ'_{cd}** : 50.97 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \not> 12\ MPa$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 158.220 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 1200.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

ρ_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. **ρ_l** : 0.0099

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$$

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción. **A_s** : 7.92 cm²

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd}\right] \cdot b_0 \cdot d$$

V_{u2} : 12.449 t

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd}\right] \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2,min}$: 12.947 t

Donde:

b_0: Anchura neta mínima del elemento. **b_0** : 400.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. **d** : 222.00 mm

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. **γ_c** : 1.5

ξ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'. **ξ** : 1.95

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm². **f_{cv}** : 254.84 kp/cm²

$$f_{cv} = f_{ck} \not> 60\ N/mm^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. **f_{ck}** : 254.84 kp/cm²

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. **σ'_{cd}** : 50.97 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \not> 12\ MPa$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 158.220 t

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 1200.00 cm²

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

ρ_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. ρ_l : 0.0076

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$$

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción. **A_s** : 6.79 cm²

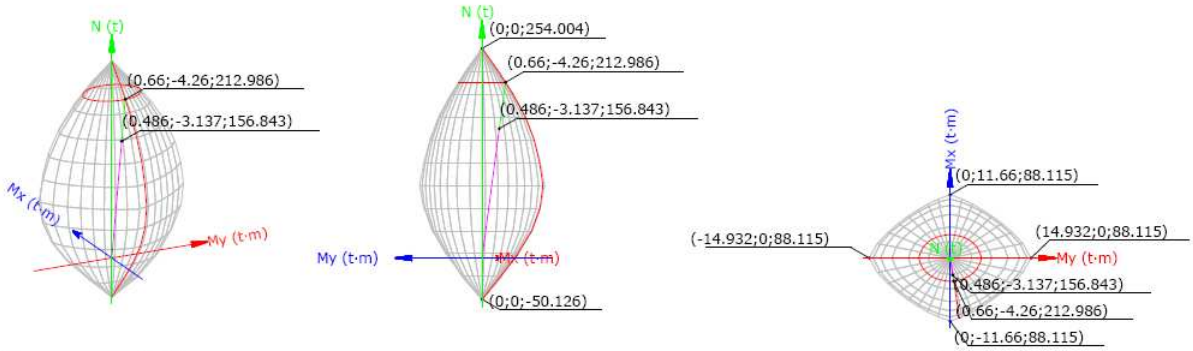
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis 1.35·G+1.5·Qa.

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η : **0.736** ✓



Volumen de capacidad | Vista N, M | Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed},M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo. **N_{ed}** : 156.843 t

M_{ed}: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{ed,x}$** : -3.137 t·m

$M_{ed,y}$: 0.486 t·m

N_{Rd},M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd}: Axil de agotamiento. **N_{Rd}** : 212.986 t

M_{Rd}: Momentos de agotamiento. **$M_{Rd,x}$** : -4.260 t·m

$M_{Rd,y}$: 0.660 t·m

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e: Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$e_{e,x}$: 3.10 mm
$e_{e,y}$: -20.00 mm

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son inferiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{min,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

e_{min} : 20.00 mm

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

h : 400.00 mm

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

e_0 : 3.10 mm

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

M_d : 0.486 t·m

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 156.843 t

En el eje y:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

e_{min} : 20.00 mm

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

h : 300.00 mm

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

e_0 : -14.05 mm

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

M_d : -2.204 t·m

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 156.843 t

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

λ : 39.26

Donde:

l_0: Longitud de pandeo.

l_0 : 3.400 m

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

i_c : 8.66 cm

A_c: Área total de la sección de hormigón.

A_c : 1200.00 cm^2

I: Inercia.

I : 90000.00 cm4

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{\nu} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1\right)^2\right]} \ngtr 100$$

λ_{inf} : 45.89

Donde:

e_2: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_2 : -14.05 mm

e_1: En estructuras traslacionales es igual a e_2.

e_1 : -14.05 mm

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado. **h** : 300.00 mm

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras. **C** : 0.22

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte. **v** : 0.77

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 156.843 t

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 1200.00 cm²

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

λ : 29.44

Donde:

l_0: Longitud de pandeo. **l_0** : 3.400 m

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón. **i_c** : 11.55 cm

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 1200.00 cm²

I: Inercia. **I** : 160000.00 cm4

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{\nu} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1\right)^2\right]} \not> 100$$

λ_{inf} : 100.00

Donde:

e_2: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva. **e_2** : 3.10 mm

e_1: En estructuras traslacionales es igual a e_2. **e_1** : 3.10 mm

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado. **h** : 400.00 mm

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras. **C** : 0.20

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte. **v** : 0.77

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 156.843 t

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f_{cd}** : 169.89 kp/cm²

A_c: Área total de la sección de hormigón. **A_c** : 1200.00 cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo, 42.1):

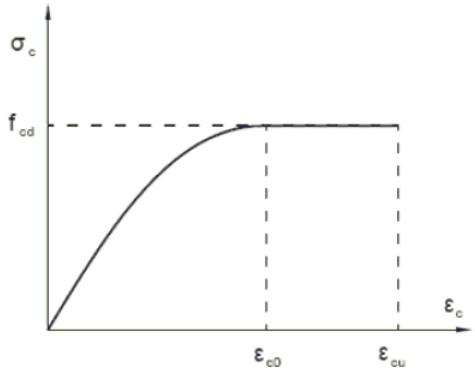
(a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.

(b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

(c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

(d) Diagramas de cálculo.

(i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 169.89 kp/cm²

ε_{c0}: Deformación de rotura del hormigón en compresión simple. ε_{c0} : 0.0020

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

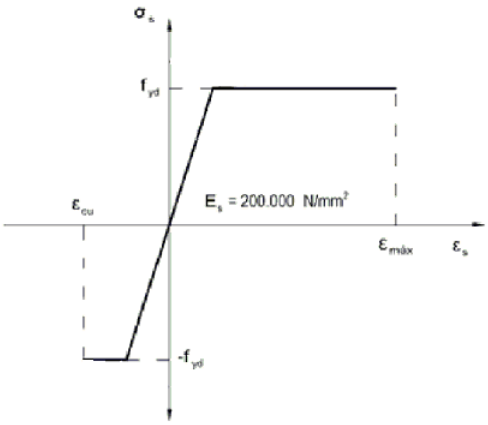
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc}: Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración. α_{cc} : 1.00

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 254.84 kp/cm²

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. γ_c : 1.5

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 4432.03 kp/cm²

ε_{max}: Deformación máxima del acero en tracción. ε_{max} : 0.0100

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión. ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

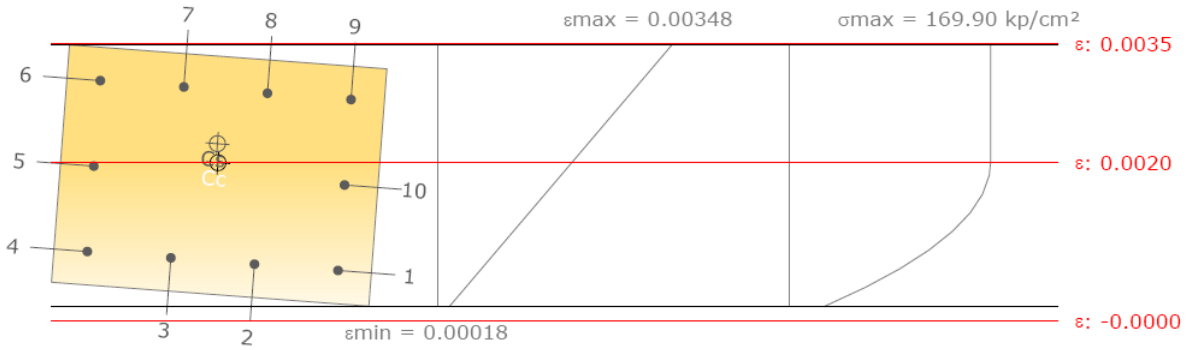
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk}: Resistencia característica de proyecto f_{yk} : 5096.84 kp/cm²

γ_s: Coeficiente parcial de seguridad. γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø12	-158	108	+1295.87	+0.000636
2	Ø12	-52.67	108	+1458.31	+0.000715
3	Ø12	52.67	108	+1620.76	+0.000795
4	Ø12	158	108	+1783.2	+0.000875
5	Ø12	158	0	+3981.68	+0.001953
6	Ø12	158	-108	+4432.04	+0.003031
7	Ø12	52.67	-108	+4432.04	+0.002952
8	Ø12	-52.67	-108	+4432.04	+0.002872
9	Ø12	-158	-108	+4432.04	+0.002792
10	Ø12	-158	0	+3494.35	+0.001714

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	177.516	2.68	-16.04
Cs	35.471	5.18	-39.84
T	0	0	0

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$ N_{Rd} : 212.986 t

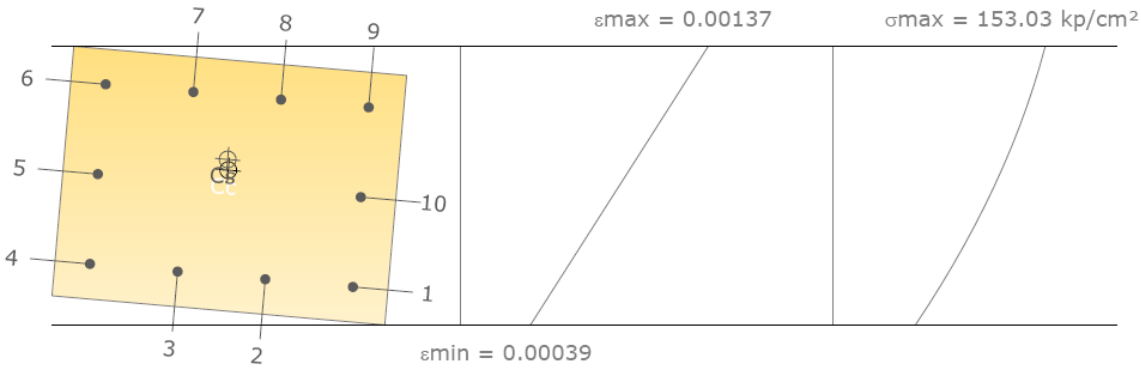
$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$ $M_{Rd,x}$: -4.260 t·m

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$ $M_{Rd,y}$: 0.660 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	177.516	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	35.471	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	T :	0.000	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	2.68	mm
	$e_{cc,y}$:	-16.04	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	5.18	mm
	$e_{cs,y}$:	-39.84	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_T :	0.00	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0035	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0000	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	169.90	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	0.00	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ε
1	Ø12	-158	108	+1066.01	+0.000523
2	Ø12	-52.67	108	+1121.11	+0.000550
3	Ø12	52.67	108	+1176.22	+0.000577
4	Ø12	158	108	+1231.33	+0.000604
5	Ø12	158	0	+1875.74	+0.000920
6	Ø12	158	-108	+2520.15	+0.001236
7	Ø12	52.67	-108	+2465.04	+0.001209
8	Ø12	-52.67	-108	+2409.94	+0.001182
9	Ø12	-158	-108	+2354.83	+0.001155
10	Ø12	-158	0	+1710.42	+0.000839

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	136.563	2.86	-18.36
Cs	20.28	4.69	-31.05
T	0	0	0

$N_{ed} = C_c + C_s - T$ N_{ed} : 156.843 t

$M_{ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{ed,x}$: -3.137 t·m

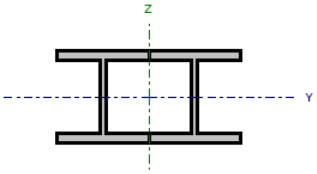
$M_{ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{ed,y}$: 0.486 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	136.563	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	20.280	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	T :	0.000	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	2.86	mm
	$e_{cc,y}$:	-18.36	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	4.69	mm
	$e_{cs,y}$:	-31.05	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_T :	0.00	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0014	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0000	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	153.03	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	0.00	kp/cm²

PILAR M5

Perfil: HEB-100, Doble en cajón soldado
Material: Acero (S275)



Cotas del tramo (m)		Altura libre (m)	Características mecánicas			
Pie	Cabeza		Área (cm^2)	I_y [1] (cm4)	I_z [1] (cm4)	I_t [2] (cm4)
0.00	4.00	3.400	52.00	900.00	1634.00	18.68

Notas:
[1] Inercia respecto al eje indicado
[2] Momento de inercia a torsión uniforme

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	1.00	1.00
L_K	3.400	3.400	3.400	3.400
C_m	0.850	0.850	1.750	1.750
C_1	-		1.000	

Notación:
β: Coeficiente de pandeo
L_K: Longitud de pandeo (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_1: Factor de modificación para el momento crítico

Planta	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)															Estado
	$\bar{\lambda}$	λ_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	M_yV_z	M_zV_y	NM_yM_z	$NM_yM_zV_yV_z$	M_t	M_tV_z	M_tV_y	
Forjado 1	$\bar{\lambda} < 2.0$	$\lambda_w \leq \lambda_{w,máx}$	N_{Ed} = 0.00 N.P.[1]	x: 3.4 m η = 74.1	x: 3.4 m η = 9.9	x: 3.4 m η = 0.6	η = 1.0	η < 0.1	η < 0.1	η < 0.1	x: 3.4 m η = 87.6	η < 0.1	η < 0.1	η = 1.0	η < 0.1	**CUMPLE η = 87.6**

Notación:
$\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez
λ_w: Abolladura del alma inducida por el ala comprimida
N_t: Resistencia a tracción
N_c: Resistencia a compresión
M_y: Resistencia a flexión eje Y
M_z: Resistencia a flexión eje Z
V_z: Resistencia a corte Z
V_y: Resistencia a corte Y
M_yV_z: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
M_zV_y: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
NM_yM_z: Resistencia a flexión y axil combinados
$NM_yM_zV_yV_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
M_t: Resistencia a torsión
M_tV_z: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
M_tV_y: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
[1] La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Nota: El análisis de piezas compuestas se realiza mediante la verificación de cada uno de los perfiles simples que las constituyen. Las comprobaciones de dichos perfiles se realizan para los esfuerzos calculados a partir de los que actúan sobre la pieza compuesta, según sus características mecánicas. Para las comprobaciones de estabilidad se utiliza la esbeltez mecánica ideal, obtenida en función de la esbeltez de la pieza y una esbeltez complementaria que tiene en cuenta la separación de los enlaces entre los perfiles simples.

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$\bar{\lambda}$: 0.94 ✓

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección. — **Clase** : 1

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3. — **A** : 26.00 cm²

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) — f_y : 2803.26 kp/cm²

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico. — N_{cr} : 82.244 t

La tensión crítica elástica de pandeo σ_{cr} es el valor de la menor de las raíces de la siguiente ecuación cúbica:

$$i_0^2 \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_{cr,y}) \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_{cr,z}) \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_{cr,T}) - \sigma_{cr}^2 \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_{cr,z}) \cdot y_0^2 - \sigma_{cr}^2 \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_{cr,y}) \cdot z_0^2 = 0$$

σ_{cr} : 3163.23 kp/cm²

Donde:

$\sigma_{cr,y}$: Tensión crítica elástica de pandeo por flexión de la sección compuesta, alrededor del eje Y. — $\sigma_{cr,y}$: 3163.23 kp/cm²

$\sigma_{cr,z}$: Tensión crítica elástica de pandeo por flexión de la sección compuesta, alrededor del eje Z. — $\sigma_{cr,z}$: 5743.03 kp/cm²

$\sigma_{cr,T}$: Tensión crítica elástica de pandeo por torsión de la sección compuesta. — $\sigma_{cr,T}$: ∞

I_y: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y. — I_y : 900.00 cm4

I_z: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z. — I_z : 1634.00 cm4

I_t: Momento de inercia a torsión uniforme. — I_t : 18.68 cm4

I_w: Constante de alabeo de la sección. — I_w : 0.00 cm6

E: Módulo de elasticidad. — **E** : 2140673 kp/cm²

G: Módulo de elasticidad transversal. — **G** : 825688 kp/cm²

λ_y: Esbeltez mecánica de la sección compuesta, respecto al eje Y, calculada teniendo en cuenta el tipo de enlaces y su separación. — λ_y : 81.7

λ_z: Esbeltez mecánica de la sección compuesta, respecto al eje Z, calculada teniendo en cuenta el tipo de enlaces y su separación. — λ_z : 60.7

L_{kt}: Longitud efectiva de pandeo por torsión. — L_{kt} : 0.000 m

i_0: Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión. — i_0 : 6.98 cm

$$i_0 = \left(i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2\right)^{0.5}$$

Siendo:

i_y , i_z: Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z. — i_y : 4.16 cm; i_z : 5.61 cm

y_0 , z_0: Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección. — y_0 : 0.00 mm; z_0 : 0.00 mm

Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

13.33 ≤ 158.72 ✓

Donde:

h_w: Altura del alma.	h_w :	80.00	mm
t_w: Espesor del alma.	t_w :	6.00	mm
A_w: Área del alma.	A_w :	4.80	cm²
$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.	$A_{fc,ef}$:	10.00	cm²
k: Coeficiente que depende de la clase de la sección.	**k** :	0.30	
E: Módulo de elasticidad.	**E** :	2140673	kp/cm²
f_{yf}: Límite elástico del acero del ala comprimida.	f_{yf} :	2803.26	kp/cm²

Siendo:

$$f_{yf} = f_y$$

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

η : **0.426** ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

η : **0.741** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 4.00, para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo. $N_{c,Ed}$: 29.555 t

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$N_{c,Rd}$: 69.414 t

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.	**Clase** :	1	
A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.	**A** :	26.00	cm²
f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.	f_{yd} :	2669.77	kp/cm²

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)	f_y :	2803.26	kp/cm²
γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material.	γ_{M0} :	1.05	

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo $\mathbf{N_{b,Rd}}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$\mathbf{N_{b,Rd}} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$\mathbf{N_{b,Rd}}$: 39.888 t

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3. **A** : 26.00 cm²

$\mathbf{f_{yd}}$: Resistencia de cálculo del acero. $\mathbf{f_{yd}}$: 2669.77 kp/cm²

$$\mathbf{f_{yd}} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

$\mathbf{f_y}$: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) $\mathbf{f_y}$: 2803.26 kp/cm²

γ_{M1}: Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{M1} : 1.05

χ: Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \left(\bar{\lambda}\right)^2}} \leq 1$$

χ_{FT} : 0.57

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\bar{\lambda} - 0.2\right) + \left(\bar{\lambda}\right)^2\right]$$

ϕ_{FT} : 1.12

α_{FT}: Coeficiente de imperfección elástica. α_{FT} : 0.49

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$\bar{\lambda}_{FT}$: 0.94

$\mathbf{N_{cr}}$: Axil crítico de pandeo elástico. $\mathbf{N_{cr}}$: 82.244 t

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

η : 0.099 ✓

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 4.00, para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

M_{Ed}^{+}: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. M_{Ed}^{+} : 0.275 t·m

Para flexión negativa:

M_{Ed}^{-}: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. M_{Ed}^{-} : 0.000 t·m

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$M_{c,Rd}$: 2.782 t·m

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple. **Clase** : 1

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2. $W_{pl,y}$: 104.20 cm³

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 2669.77 kp/cm²

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) f_y : 2803.26 kp/cm²

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{M0} : 1.05

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

No procede, dado que las longitudes de pandeo lateral son nulas.

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

η : **0.006** ✓

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 4.00, para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

M_{Ed}^{+}: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. M_{Ed}^{+} : 0.008 t·m

Para flexión negativa:

M_{Ed}^{-}: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. M_{Ed}^{-} : 0.000 t·m

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$$

$M_{c,Rd}$: 1.354 t·m

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple. **Clase** : 1

$W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2. $W_{pl,z}$: 50.72 cm³

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 2669.77 kp/cm²

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) f_y : 2803.26 kp/cm²

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{M0} : 1.05

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

η : **0.010** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

$\mathbf{V_{Ed}}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{V_{Ed}}$: 0.094 t

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $\mathbf{V_{c,Rd}}$ viene dado por:

$$\mathbf{V_{c,Rd}} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$\mathbf{V_{c,Rd}}$: 9.248 t

Donde:

$\mathbf{A_v}$: Área transversal a cortante. $\mathbf{A_v}$: 6.00 cm²

$$\mathbf{A_V} = h \cdot t_w$$

Siendo:

$\mathbf{h}$: Canto de la sección. $\mathbf{h}$: 100.00 mm

$\mathbf{t_w}$: Espesor del alma. $\mathbf{t_w}$: 6.00 mm

$\mathbf{f_{yd}}$: Resistencia de cálculo del acero. $\mathbf{f_{yd}}$: 2669.77 kp/cm²

$$\mathbf{f_{yd}} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$\mathbf{f_y}$: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) $\mathbf{f_y}$: 2803.26 kp/cm²

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{M0} : 1.05

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{\mathbf{d}}{\mathbf{t_w}} < 70 \cdot \varepsilon$$

13.33 < **64.71**

Donde:

λ_w: Esbeltez del alma. λ_w : 13.33

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w}$$

$\lambda_{máx}$: Esbeltez máxima. $\lambda_{máx}$: 64.71

$$\lambda_{max} = 70 \cdot \varepsilon$$

ε: Factor de reducción. ε : 0.92

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}}$$

Siendo:

$\mathbf{f_{ref}}$: Límite elástico de referencia. $\mathbf{f_{ref}}$: 2395.51 kp/cm²

$\mathbf{f_y}$: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) $\mathbf{f_y}$: 2803.26 kp/cm²

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

η < **0.001** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

V_{Ed}: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. **V_{Ed}** : 0.012 t

El esfuerzo cortante resistente de cálculo **$V_{c,Rd}$** viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$V_{c,Rd}$: 32.678 t

Donde:

A_v: Área transversal a cortante. **A_v** : 21.20 cm²

$$A_V = A - d \cdot t_w$$

Siendo:

A: Área de la sección bruta. **A** : 26.00 cm²

d: Altura del alma. **d** : 80.00 mm

t_w: Espesor del alma. **t_w** : 6.00 mm

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. **f_{yd}** : 2669.77 kp/cm²

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) **f_y** : 2803.26 kp/cm²

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. **γ_{M0}** : 1.05

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo **V_{Ed}** no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante **$V_{c,Rd}$**.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

0.094 ≤ 4.624

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

V_{Ed}: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. **V_{Ed}** : 0.094 t

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. **$V_{c,Rd}$** : 9.248 t

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo **V_{Ed}** no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante **$V_{c,Rd}$**.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

0.012 ≤ 16.339

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

V_{Ed}: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. **V_{Ed}** : 0.012 t

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. **$V_{c,Rd}$** : 32.678 t

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

η : 0.530 ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

η : 0.876 ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

η : 0.665 ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo 4.00, para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo. — $N_{c,Ed}$: 29.555 t

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente. — $M_{y,Ed}^{+}$: 0.275 t·m; $M_{z,Ed}^{-}$: 0.008 t·m

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple. — **Clase** : 1

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección bruta. — $N_{pl,Rd}$: 69.414 t

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente. — $M_{pl,Rd,y}$: 2.782 t·m; $M_{pl,Rd,z}$: 1.354 t·m

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.2)

A: Área de la sección bruta. — **A** : 26.00 cm²

$W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente. — $W_{pl,y}$: 104.20 cm³; $W_{pl,z}$: 50.72 cm³

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. — f_{yd} : 2669.77 kp/cm²

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) — f_y : 2803.26 kp/cm²

γ_{M1}: Coeficiente parcial de seguridad del material. — γ_{M1} : 1.05

k_y, k_z: Coeficientes de interacción.

$$k_y = 1 + \left(\bar{\lambda}_y - 0.2\right) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}}$$

k_y : 1.55

$$k_z = 1 + \left(2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6\right) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{c,Rd}}$$

k_z : 1.45

$C_{m,y}$, $C_{m,z}$: Factores de momento flector uniforme equivalente. — $C_{m,y}$: 0.85; $C_{m,z}$: 0.85

χ_y, χ_z: Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente. — χ_y : 0.57; χ_z : 0.73

$\bar{\lambda}_y$, $\bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente. — $\bar{\lambda}_y$: 0.94; $\bar{\lambda}_z$: 0.68

α_y, α_z: Factores dependientes de la clase de la sección.

α_y : 0.60
α_z : 0.60

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo $\mathbf{V_{Ed}}$ es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $\mathbf{V_{c,Rd}}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

$$\mathbf{V_{Ed,z}} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2} \qquad \mathbf{0.094} \leq \mathbf{4.624}$$

Donde:

$\mathbf{V_{Ed,z}}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{V_{Ed,z}}$: 0.094 t

$\mathbf{V_{c,Rd,z}}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. $\mathbf{V_{c,Rd,z}}$: 9.248 t

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{T,Rd}} \leq 1 \qquad \eta < \mathbf{0.001}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

$\mathbf{M_{T,Ed}}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{M_{T,Ed}}$: 0.000 t·m

El momento torsor resistente de cálculo $\mathbf{M_{T,Rd}}$ viene dado por:

$$\mathbf{M_{T,Rd}} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot W_T \cdot f_{yd} \qquad \mathbf{M_{T,Rd}} : 0.144 \text{ t·m}$$

Donde:

$\mathbf{W_T}$: Módulo de resistencia a torsión. $\mathbf{W_T}$: 9.34 cm³

$\mathbf{f_{yd}}$: Resistencia de cálculo del acero. $\mathbf{f_{yd}}$: 2669.77 kp/cm²

$$\mathbf{f_{yd}} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$\mathbf{f_y}$: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) $\mathbf{f_y}$: 2803.26 kp/cm²

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{M0} : 1.05

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

η : **0.010** ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

$\mathbf{V_{Ed}}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{V_{Ed}}$: 0.094 t

$\mathbf{M_{T,Ed}}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{M_{T,Ed}}$: 0.000 t·m

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $\mathbf{V_{pl,T,Rd}}$ viene dado por:

$$\mathbf{V_{pl,T,Rd}} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd}/\sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

$\mathbf{V_{pl,T,Rd}}$: 9.248 t

Donde:

$\mathbf{V_{pl,Rd}}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. $\mathbf{V_{pl,Rd}}$: 9.248 t

$\tau_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión. $\tau_{T,Ed}$: 0.03 kp/cm²

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

$\mathbf{W_T}$: Módulo de resistencia a torsión. $\mathbf{W_T}$: 9.34 cm³

$\mathbf{f_{yd}}$: Resistencia de cálculo del acero. $\mathbf{f_{yd}}$: 2669.77 kp/cm²

$$\mathbf{f_{yd}} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$\mathbf{f_y}$: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) $\mathbf{f_y}$: 2803.26 kp/cm²

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{M0} : 1.05

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

η < **0.001** ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

$\mathbf{V_{Ed}}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{V_{Ed}}$: 0.012 t

$\mathbf{M_{T,Ed}}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{M_{T,Ed}}$: 0.000 t·m

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $\mathbf{V_{pl,T,Rd}}$ viene dado por:

$$\mathbf{V_{pl,T,Rd}} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd}/\sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

$\mathbf{V_{pl,T,Rd}}$: 32.677 t

Donde:

$\mathbf{V_{pl,Rd}}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. $\mathbf{V_{pl,Rd}}$: 32.678 t

$\tau_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión. $\tau_{T,Ed}$: 0.03 kp/cm²

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

$\mathbf{W_T}$: Módulo de resistencia a torsión. $\mathbf{W_T}$: 9.34 cm³

$\mathbf{f_{yd}}$: Resistencia de cálculo del acero. $\mathbf{f_{yd}}$: 2669.77 kp/cm²

$$\mathbf{f_{yd}} = f_y / \gamma_{M0}$$

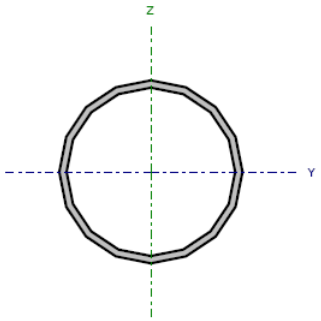
Siendo:

$\mathbf{f_y}$: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) $\mathbf{f_y}$: 2803.26 kp/cm²

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{M0} : 1.05

PILAR M11

Perfil: O-125x5
Material: Acero (S275)



Cotas del tramo (m)		Altura libre (m)	Características mecánicas			
Pie	Cabeza		Área (cm^2)	I_y [1] (cm4)	I_z [1] (cm4)	I_t [2] (cm4)
0.00	4.00	3.200	18.85	339.88	339.88	679.76

Notas:
[1] Inercia respecto al eje indicado
[2] Momento de inercia a torsión uniforme

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	1.00	1.00
L_K	3.200	3.200	3.200	3.200
C_m	0.850	0.850	1.750	1.750
C_1	-		1.000	

Notación:
β: Coeficiente de pandeo
L_K: Longitud de pandeo (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_1: Factor de modificación para el momento crítico

Planta	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	$\bar{\lambda}$	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	M_yV_z	M_zV_y	NM_yM_z	$NM_yM_zV_yV_z$	M_t	M_tV_z	M_tV_y	
Forjado 1	$\bar{\lambda} < 2.0$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P.[1]	x: 0 m η = 72.9	x: 3.2 m η = 0.8	x: 3.2 m η = 9.1	η < 0.1	η = 0.3	η < 0.1	η < 0.1	x: 3.2 m η = 84.9	η < 0.1	η < 0.1	η < 0.1	η < 0.1	**CUMPLE η = 84.9**

Notación:
$\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez
N_t: Resistencia a tracción
N_c: Resistencia a compresión
M_y: Resistencia a flexión eje Y
M_z: Resistencia a flexión eje Z
V_z: Resistencia a corte Z
V_y: Resistencia a corte Y
M_yV_z: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
M_zV_y: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
NM_yM_z: Resistencia a flexión y axil combinados
$NM_yM_zV_yV_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
M_t: Resistencia a torsión
M_tV_z: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
M_tV_y: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
[1] La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$\bar{\lambda}$: 0.87 ✓

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección. — **Clase** : 1

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3. — **A** : 18.85 cm²

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) — **f_y** : 2803.26 kp/cm²

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico. — **N_{cr}** : 70.126 t

El axil crítico de pandeo elástico **N_{cr}** es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y. — **$N_{cr,y}$** : 70.126 t

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z. — **$N_{cr,z}$** : 70.126 t

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión. — **$N_{cr,T}$** : 15563.854 t

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

I_y: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y. — **I_y** : 339.88 cm4

I_z: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z. — **I_z** : 339.88 cm4

I_t: Momento de inercia a torsión uniforme. — **I_t** : 679.76 cm4

I_w: Constante de alabeo de la sección. — **I_w** : 0.00 cm6

E: Módulo de elasticidad. — **E** : 2140673 kp/cm²

G: Módulo de elasticidad transversal. — **G** : 825688 kp/cm²

L_{ky}: Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y. — **L_{ky}** : 3.200 m

L_{kz}: Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z. — **L_{kz}** : 3.200 m

L_{kt}: Longitud efectiva de pandeo por torsión. — **L_{kt}** : 3.200 m

i_0: Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión. — **i_0** : 6.01 cm

$$i_0 = \left(i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2\right)^{0.5}$$

Siendo:

i_y , i_z: Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z. — **i_y** : 4.25 cm; **i_z** : 4.25 cm

y_0 , z_0: Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección. — **y_0** : 0.00 mm; **z_0** : 0.00 mm

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

η : **0.452** ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

η : **0.729** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 0.00, para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo. — $N_{c,Ed}$: 22.738 t

La resistencia de cálculo a compresión **$N_{c,Rd}$** viene dada por:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$N_{c,Rd}$: 50.324 t

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección. — **Clase** : 1

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3. — **A** : 18.85 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. — f_{yd} : 2669.77 kp/cm²

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) — f_y : 2803.26 kp/cm²

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. — γ_{M0} : 1.05

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo **$N_{b,Rd}$** en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$N_{b,Rd}$: 31.180 t

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3. — **A** : 18.85 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. — f_{yd} : 2669.77 kp/cm²

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) — f_y : 2803.26 kp/cm²

γ_{M1}: Coeficiente parcial de seguridad del material. — γ_{M1} : 1.05

χ: Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \left(\bar{\lambda}\right)^2}} \leq 1$$

χ_y : 0.62

χ_z : 0.62

χ_T : 1.00

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\bar{\lambda} - 0.2\right) + \left(\bar{\lambda}\right)^2\right]$$

ϕ_y : 1.04

ϕ_z : 1.04

ϕ_T : 0.47

α: Coeficiente de imperfección elástica.

α_y : 0.49
α_z : 0.49
α_T : 0.49

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$\bar{\lambda}_y$: 0.87
$\bar{\lambda}_z$: 0.87
$\bar{\lambda}_T$: 0.06

N_{cr}: Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores: **N_{cr}** : 70.126 t

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y. **$N_{cr,y}$** : 70.126 t

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z. **$N_{cr,z}$** : 70.126 t

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión. **$N_{cr,T}$** : 15563.854 t

<u>Resistencia a flexión eje Y</u> (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

η : **0.008** ✓

Para flexión positiva:

M_{Ed}^+: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. **M_{Ed}^+** : 0.000 t·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 4.00, para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

M_{Ed}^-: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. **M_{Ed}^-** : 0.016 t·m

El momento flector resistente de cálculo **$M_{c,Rd}$** viene dado por:

$$\mathbf{M_{c,Rd}} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$M_{c,Rd}$: 1.923 t·m

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple. **Clase** : 1

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2. **$W_{pl,y}$** : 72.04 cm³

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. **f_{yd}** : 2669.77 kp/cm²

$$\mathbf{f_{yd}} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) **f_y** : 2803.26 kp/cm²

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. **γ_{M0}** : 1.05

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

η : **0.091** ✓

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 4.00, para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

M_{Ed}^{+}: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. M_{Ed}^{+} : 0.176 t·m

Para flexión negativa:

M_{Ed}^{-}: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. M_{Ed}^{-} : 0.000 t·m

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$$

$M_{c,Rd}$: 1.923 t·m

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple. **Clase** : 1

$W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2. $W_{pl,z}$: 72.04 cm³

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 2669.77 kp/cm²

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) f_y : 2803.26 kp/cm²

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{M0} : 1.05

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

η < **0.001** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

$\mathbf{V_{Ed}}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{V_{Ed}}$: 0.006 t

Resistencia a cortante de la sección:

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $\mathbf{V_{c,Rd}}$ viene dado por:

$$\mathbf{V_{c,Rd}} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$\mathbf{V_{c,Rd}}$: 18.497 t

Donde:

$\mathbf{A_v}$: Área transversal a cortante. $\mathbf{A_v}$: 12.00 cm²

$$\mathbf{A_V} = 2 \cdot A/\pi$$

Siendo:

A: Área de la sección bruta. **A** : 18.85 cm²

$\mathbf{f_{yd}}$: Resistencia de cálculo del acero. $\mathbf{f_{yd}}$: 2669.77 kp/cm²

$$\mathbf{f_{yd}} = f_y/\gamma_{M0}$$

Siendo:

$\mathbf{f_y}$: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) $\mathbf{f_y}$: 2803.26 kp/cm²

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{M0} : 1.05

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

η : 0.003 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

$\mathbf{V_{Ed}}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{V_{Ed}}$: 0.064 t

Resistencia a cortante de la sección:

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $\mathbf{V_{c,Rd}}$ viene dado por:

$$\mathbf{V_{c,Rd}} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$\mathbf{V_{c,Rd}}$: 18.497 t

Donde:

$\mathbf{A_v}$: Área transversal a cortante. $\mathbf{A_v}$: 12.00 cm²

$$\mathbf{A_V} = 2 \cdot A/\pi$$

Siendo:

A: Área de la sección bruta. **A** : 18.85 cm²

$\mathbf{f_{yd}}$: Resistencia de cálculo del acero. $\mathbf{f_{yd}}$: 2669.77 kp/cm²

$$\mathbf{f_{yd}} = f_y/\gamma_{M0}$$

Siendo:

$\mathbf{f_y}$: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) $\mathbf{f_y}$: 2803.26 kp/cm²

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{M0} : 1.05

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo $\mathbf{V_{Ed}}$ no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $\mathbf{V_{c,Rd}}$.

$$\mathbf{V_{Ed}} \leq \frac{\mathbf{V_{c,Rd}}}{2}$$

0.006 ≤ 9.248

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

$\mathbf{V_{Ed}}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{V_{Ed}}$: 0.006 t

$\mathbf{V_{c,Rd}}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. $\mathbf{V_{c,Rd}}$: 18.497 t

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo $\mathbf{V_{Ed}}$ no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $\mathbf{V_{c,Rd}}$.

$$\mathbf{V_{Ed}} \leq \frac{\mathbf{V_{c,Rd}}}{2}$$

0.064 ≤ 9.248

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

$\mathbf{V_{Ed}}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{V_{Ed}}$: 0.064 t

$\mathbf{V_{c,Rd}}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. $\mathbf{V_{c,Rd}}$: 18.497 t

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

η : **0.550** ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

η : **0.807** ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

η : **0.849** ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo 4.00, para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo. — $N_{c,Ed}$: 22.674 t

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente. — $M_{y,Ed}^-$: 0.016 t·m; $M_{z,Ed}^+$: 0.176 t·m

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple. — **Clase** : 1

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección bruta. — $N_{pl,Rd}$: 50.324 t

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente. — $M_{pl,Rd,y}$: 1.923 t·m; $M_{pl,Rd,z}$: 1.923 t·m

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.2)

A: Área de la sección bruta. — **A** : 18.85 cm²

$W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente. — $W_{pl,y}$: 72.04 cm³; $W_{pl,z}$: 72.04 cm³

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. — f_{yd} : 2669.77 kp/cm²

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) — f_y : 2803.26 kp/cm²

γ_{M1}: Coeficiente parcial de seguridad del material. — γ_{M1} : 1.05

k_y, k_z: Coeficientes de interacción.

$$k_y = 1 + \left(\bar{\lambda}_y - 0.2\right) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}}$$

k_y : 1.49

$$k_z = 1 + \left(\bar{\lambda}_z - 0.2\right) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{c,Rd}}$$

k_z : 1.49

$C_{m,y}$, $C_{m,z}$: Factores de momento flector uniforme equivalente. — $C_{m,y}$: 0.85; $C_{m,z}$: 0.85

χ_y, χ_z: Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente. — χ_y : 0.62; χ_z : 0.62

$\bar{\lambda}_y$, $\bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente. — $\bar{\lambda}_y$: 0.87; $\bar{\lambda}_z$: 0.87

α_y, α_z: Factores dependientes de la clase de la sección.

α_y : 0.60
α_z : 0.60

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo $\mathbf{V_{Ed}}$ es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $\mathbf{V_{c,Rd}}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

$$\mathbf{V_{Ed,y}} \leq \frac{V_{c,Rd,y}}{2} \qquad \mathbf{0.064} \leq \mathbf{9.247}$$

Donde:

$\mathbf{V_{Ed,y}}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{V_{Ed,y}}$: 0.064 t

$\mathbf{V_{c,Rd,y}}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. $\mathbf{V_{c,Rd,y}}$: 18.495 t

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{T,Rd}} \leq 1 \qquad \eta < \mathbf{0.001}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

$\mathbf{M_{T,Ed}}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{M_{T,Ed}}$: 0.000 t·m

El momento torsor resistente de cálculo $\mathbf{M_{T,Rd}}$ viene dado por:

$$\mathbf{M_{T,Rd}} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot W_T \cdot f_{yd} \qquad \mathbf{M_{T,Rd}} : 1.676 \text{ t·m}$$

Donde:

$\mathbf{W_T}$: Módulo de resistencia a torsión. $\mathbf{W_T}$: 108.76 cm³

$\mathbf{f_{yd}}$: Resistencia de cálculo del acero. $\mathbf{f_{yd}}$: 2669.77 kp/cm²

$$\mathbf{f_{yd}} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$\mathbf{f_y}$: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) $\mathbf{f_y}$: 2803.26 kp/cm²

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{M0} : 1.05

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

η < **0.001** ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

$\mathbf{V_{Ed}}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{V_{Ed}}$: 0.006 t

$\mathbf{M_{T,Ed}}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{M_{T,Ed}}$: 0.000 t·m

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $\mathbf{V_{pl,T,Rd}}$ viene dado por:

$$\mathbf{V_{pl,T,Rd}} = \left[1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{f_{yd}/\sqrt{3}}\right] \cdot V_{pl,Rd}$$

$\mathbf{V_{pl,T,Rd}}$: 18.495 t

Donde:

$\mathbf{V_{pl,Rd}}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. $\mathbf{V_{pl,Rd}}$: 18.497 t

$\tau_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión. $\tau_{T,Ed}$: 0.18 kp/cm²

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

$\mathbf{W_T}$: Módulo de resistencia a torsión. $\mathbf{W_T}$: 108.76 cm³

$\mathbf{f_{yd}}$: Resistencia de cálculo del acero. $\mathbf{f_{yd}}$: 2669.77 kp/cm²

$$\mathbf{f_{yd}} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

$\mathbf{f_y}$: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) $\mathbf{f_y}$: 2803.26 kp/cm²

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{M0} : 1.05

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

η < **0.001** ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·G+1.5·Qa.

V_{Ed}: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. **V_{Ed}** : 0.006 t

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo. **$M_{T,Ed}$** : 0.000 t·m

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido **$V_{pl,T,Rd}$** viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{f_{yd}/\sqrt{3}}\right] \cdot V_{pl,Rd}$$

$V_{pl,T,Rd}$: 18.495 t

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. **$V_{pl,Rd}$** : 18.497 t

$\tau_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión. **$\tau_{T,Ed}$** : 0.18 kp/cm²

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

W_T: Módulo de resistencia a torsión. **W_T** : 108.76 cm³

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero. **f_{yd}** : 2669.77 kp/cm²

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) **f_y** : 2803.26 kp/cm²

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. **γ_{M0}** : 1.05

A2.6. CONCLUSIÓN Y FIRMA

Considerando debidamente definidas y justificadas las soluciones estructurales incluidas en el Proyecto de referencia, se redacta el presente Anejo de Cálculo.

En Valladolid,abril de 2017

Firmado:
Emilio Báscones Soto

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Colegiado Nº 16311

Firmado:
Miguel Pérez Fernández

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Colegiado Nº 17744

El Arquitecto
Fdo.: Eduardo García García