

Servicio de Redacción de Proyecto Básico y de Ejecución para la Adaptación del Área de Hidroterapia del CEP de Carabanchel y la Adecuación de un Área de Rehabilitación Pediátrica con “Enfermedades raras y ELA” en la planta baja del Centro de Actividades Ambulatorias del Hospital Universitario 12 de Octubre , dirección de obra, dirección de ejecución y coordinación en materia de seguridad y salud.

Equipo Redactor: Rafael F. Pérez Pérez -Alicia Montero De Juan-Javier Jiménez Sánchez-Dalp.-Nuria Amoudi Rivas.
Arquitectos

II. MEMORIA DE ESTRUCTURA

Servicio de Redacción de Proyecto Básico y de Ejecución para la Adaptación del Área de Hidroterapia del CEP de Carabanchel y la Adecuación de un Área de Rehabilitación Pediátrica con "Enfermedades raras y ELA" en la planta baja del Centro de Actividades Ambulatorias del Hospital Universitario 12 de Octubre, dirección de obra, dirección de ejecución y coordinación en materia de seguridad y salud.

Equipo Redactor: Rafael F. Pérez Pérez -Alicia Montero De Juan-Javier Jiménez Sánchez-Dalp.-Nuria Amoudi Rivas.
Arquitectos

A continuación se detallan las Memorias y cálculos realizados para desarrollar las estructuras necesarias en esta obra.

Las características y materiales se detallan en estos documentos, en los planos de estructuras y en el estado de mediciones.

Se desarrollan según el siguiente esquema:

1. Cálculo del forjado de planta baja, incluso refuerzo de vigas laterales del antiguo vaso de piscina y refuerzo de pilares.

11. Memoria de cálculo estructura forjado de planta baja.
12. Cálculo chapa forjado planta baja.
13. Resultado tacos para placas de IPE-300.
14. Refuerzo vigas laterales largas con fibra de carbono.
15. Refuerzo vigas laterales cortas con fibra de carbono.
16. Características Sika Carbodur.

2. Cálculo del forjado de planta primera.

21. Memoria de cálculo estructura forjado de planta primera.
22. Cálculo chapa forjado planta primera.
23. Resultado tacos para placas de HEB-550.
24. Resultado tacos para placas de IPN-340.

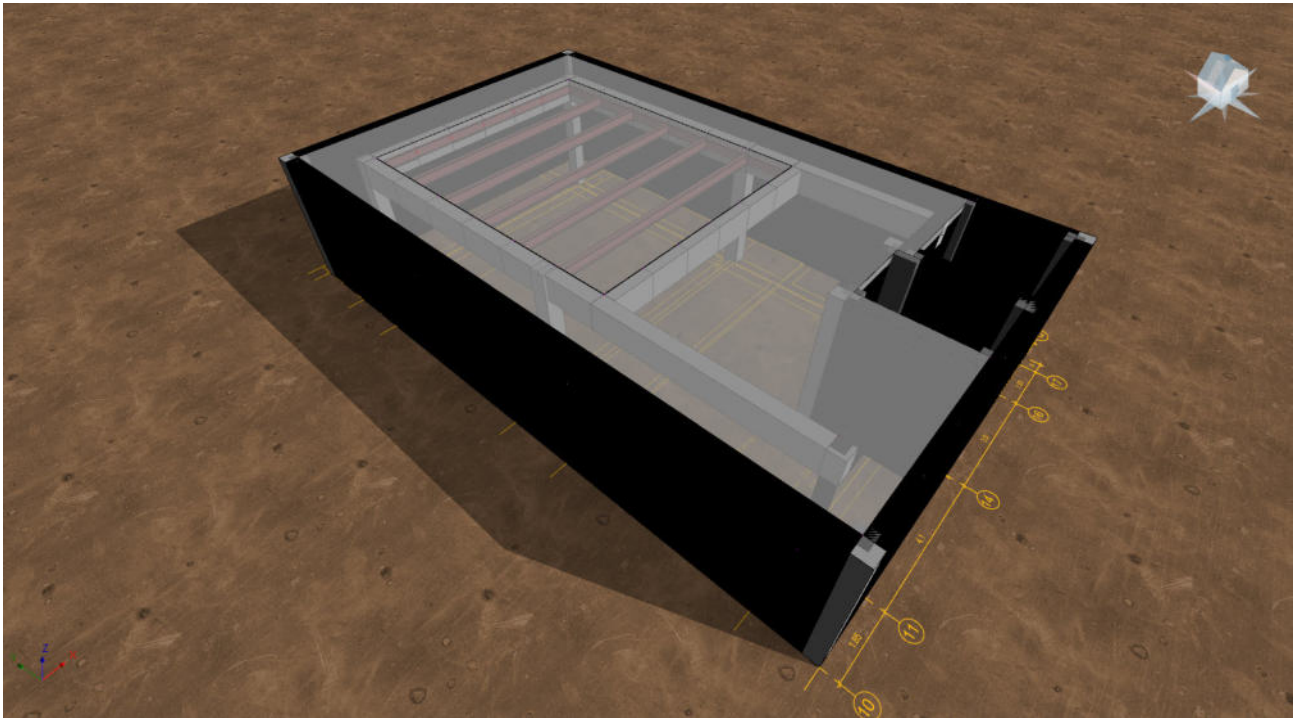
3. Cálculo de la escalera de accesos y sus peldaños.

31. Memoria de cálculo estructura escaleras y rellanos.

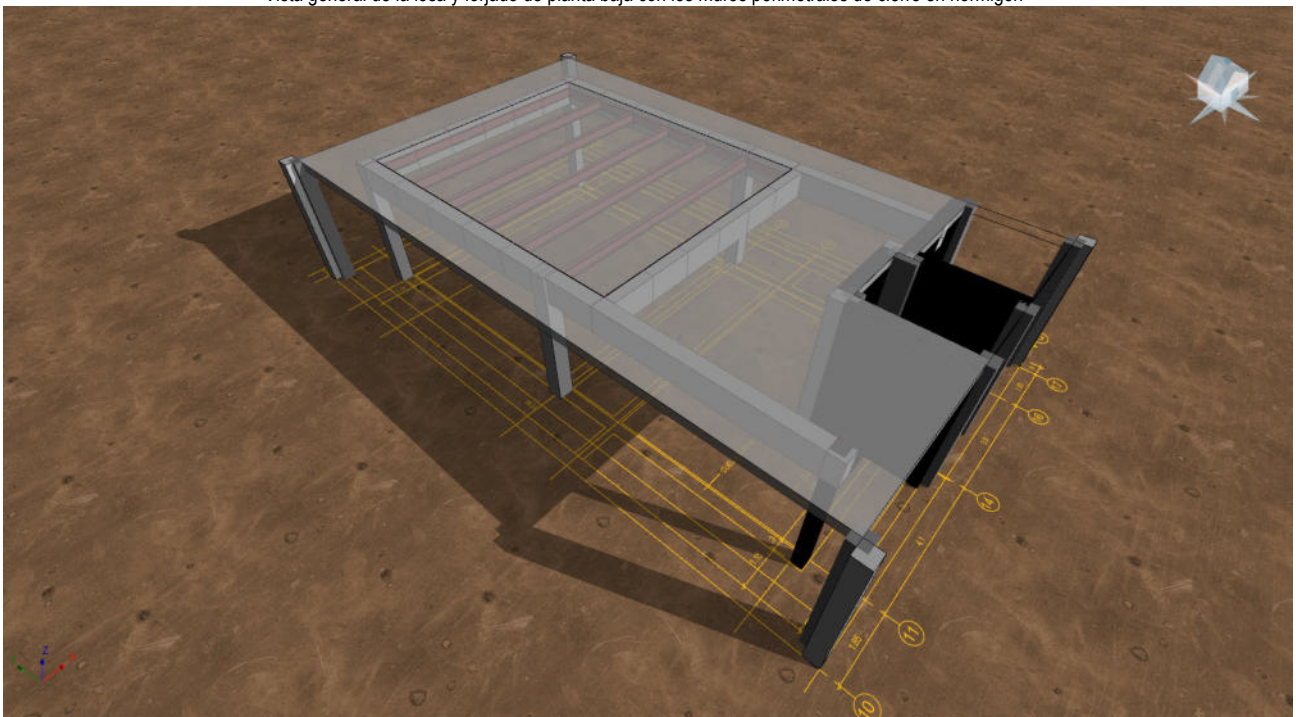
EXPEDIENTE Y AUTOR DEL ENCARGO

Referencia	Descripción	Fecha	Dirección	Localidad	Proyectado por
RP - 12 Octubre - Rehabilitación	Pediatrica-piscina	16/03/2025			Rafael F. Pérez Pérez
Estructura de forjado planta baja					

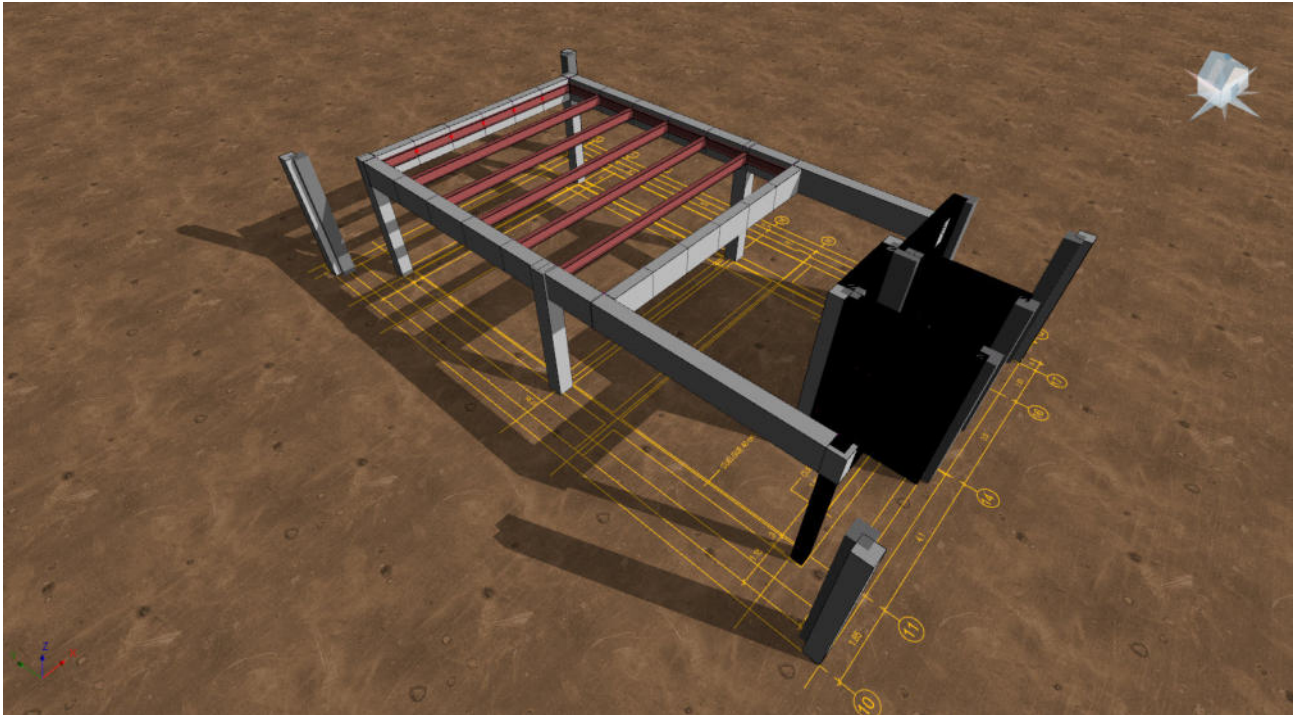
MEMORIA DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE FORJADO DE CHAPA COLABORANTE Y REFUERZO DE VIGAS LATERALES Y PILARES EN LA PLANTA BAJA, ZONA DE REHABILITACIÓN PEDIÁTRICA HOSPITAL 12 DE OCTUBRE



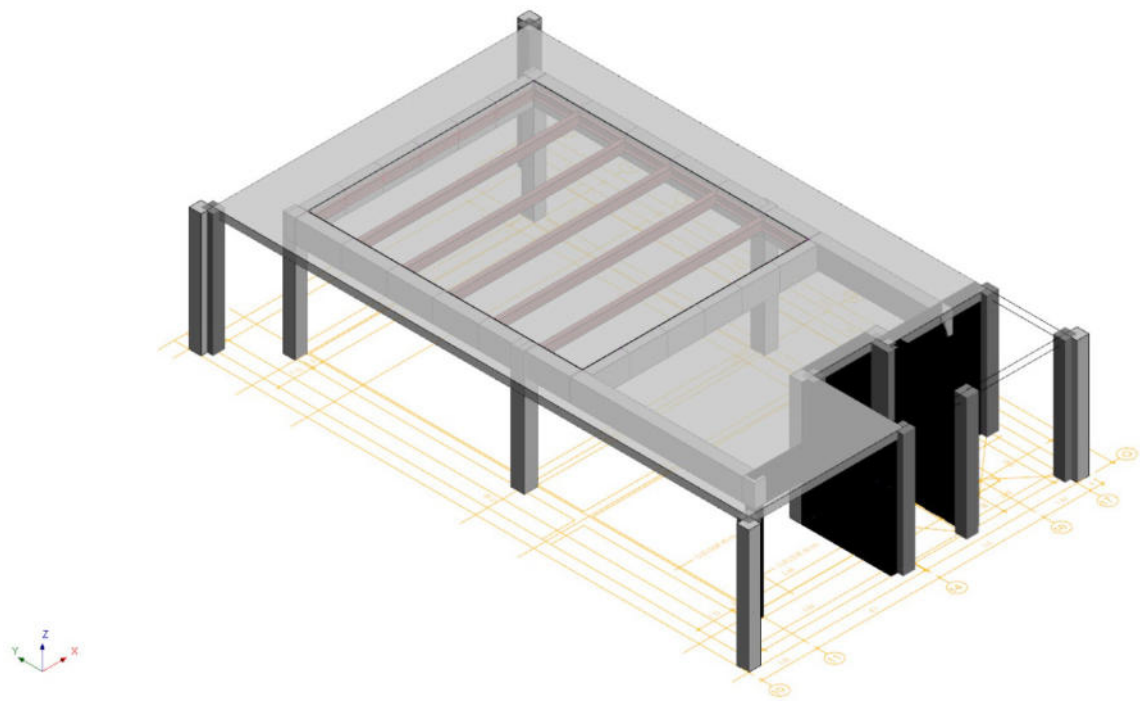
Vista general de la losa y forjado de planta baja con los muros perimetrales de cierre en hormigón



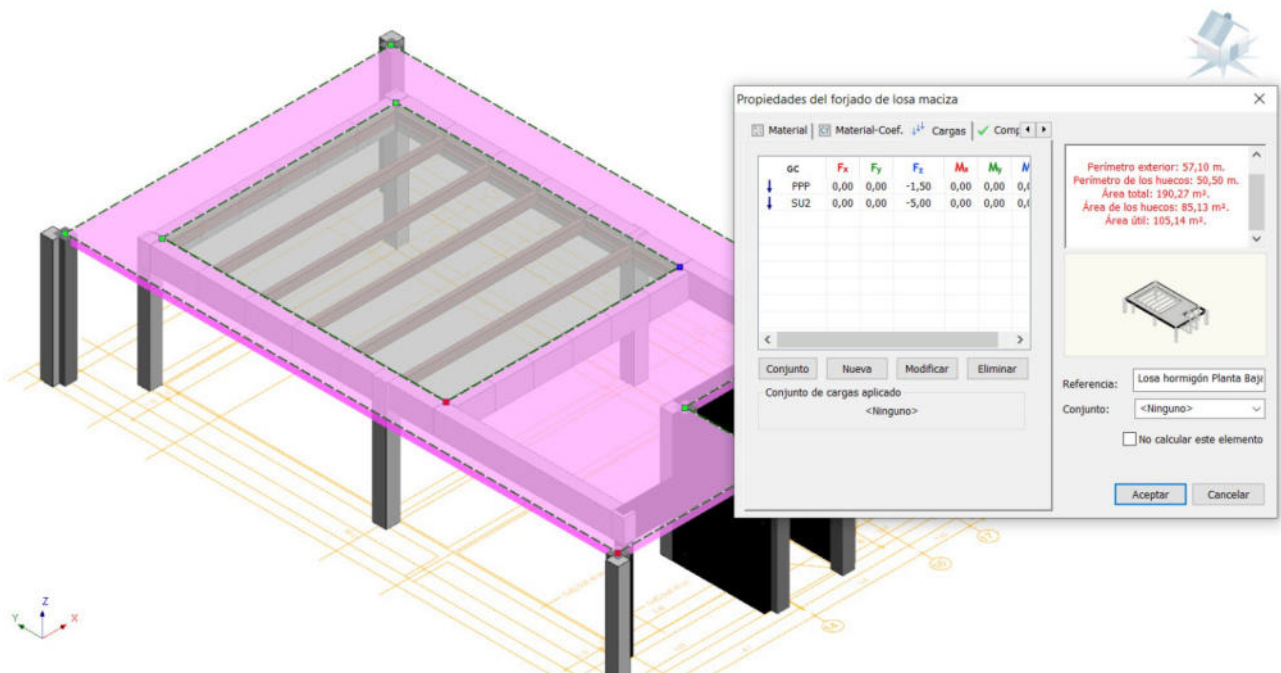
Vista general de la losa y forjado de planta baja sin los muros perimetrales



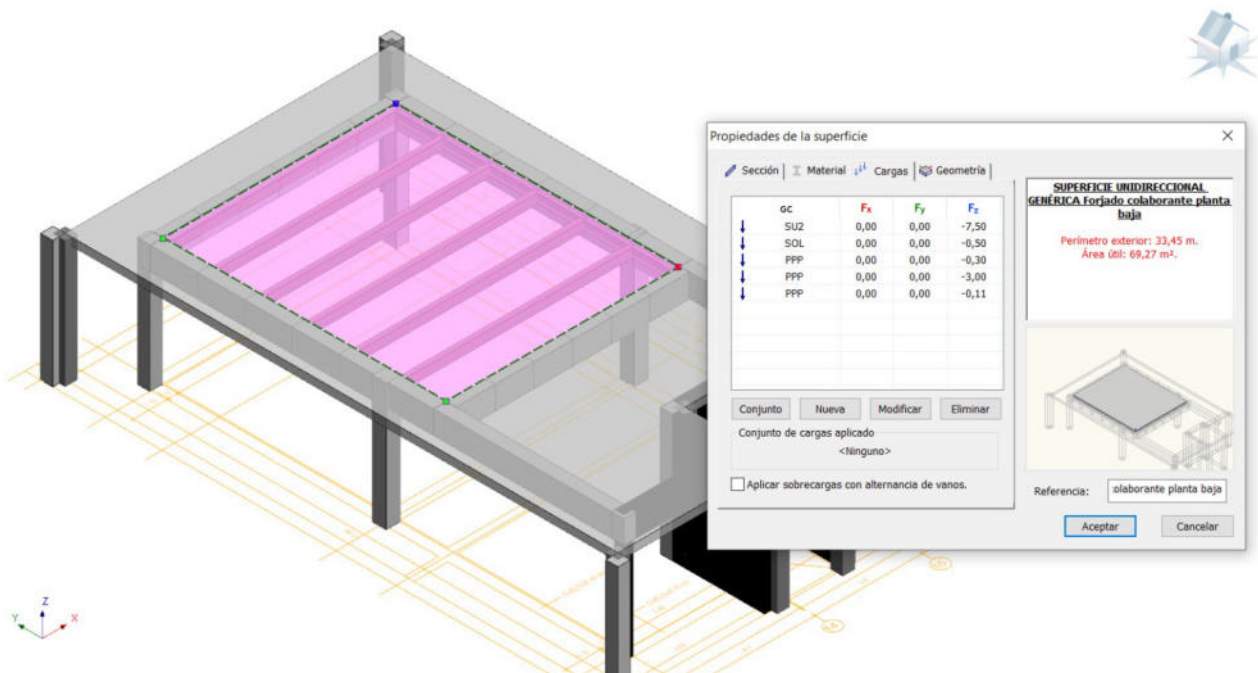
Estructura de vigas portantes en hormigón y acero



Vista en axonométrica del conjunto



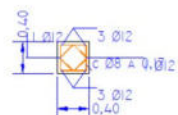
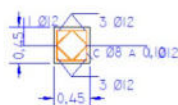
Cargas de proyecto para la losa existente en planta baja



Cargas aplicadas en el nuevo forjado de chapa colaborante para cierre del vaso de piscina



Proceso de cálculo del conjunto terminado



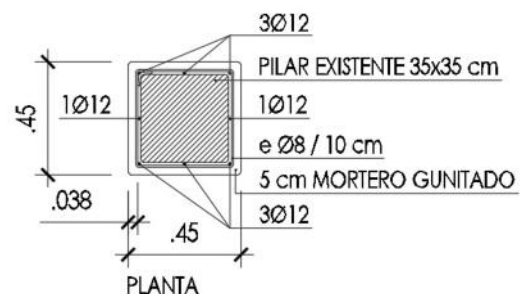
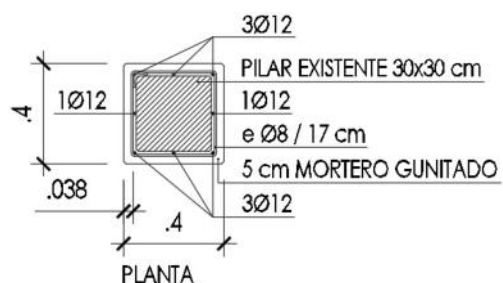
MATERIALES, COEFICIENTES DE SEGURIDAD							
COEFICIENTE DE MAYORACIÓN DE CARGAS:			NIVEL DE CONTROL DE EJECUCIÓN: NORMAL				
			MAYORACIÓN CARGAS (ELU)			MAYORACIÓN CARGAS (ELS)	
			PERMANENTE	VARIABLE	ACCIDENTAL	PERMANENTE	VARIABLE
			1,35	1,50	1,00	1,00	1,00
			MINORACIÓN HORMIGÓN			MINORACIÓN ACERO	
			PERCIGIENTE	ACCIDENTAL		PERCIGIENTE	ACCIDENTAL
CONJUNTO	HORMIGÓN	ACERO	RECUBRIMIENTO NOM.				
HA-30 / B500 (NORMAL)	HA-30 / F / 20 / X0	500	3,50	1,50	1,30	1,15	1,00

CUADRO DE PILARES				
CONJUNTO	PILARES	SECCIÓN	ARM. LONGITUDINAL	ARM. TRANSVERSAL
0	GRUPO(0)	CS(0) 40 x 40	8Ø12	cØ8 A 0,17
I	GRUPO(I)	CS(0) 45 x 45	8Ø12	cØ8 A 0,10 + cØ8 A 0,07 + cØ8 A 0,04

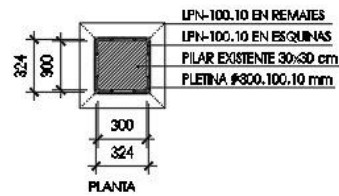
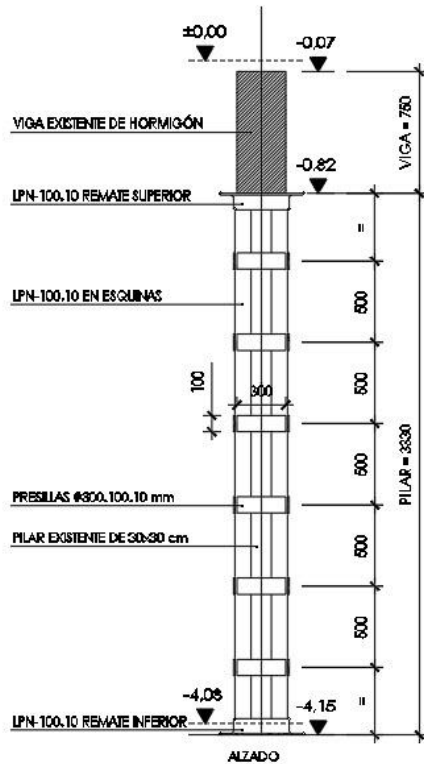
GRUPO(0): P.260-270; P.239-251

GRUPO(I): P.191-205; P.199-211

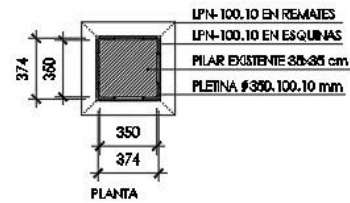
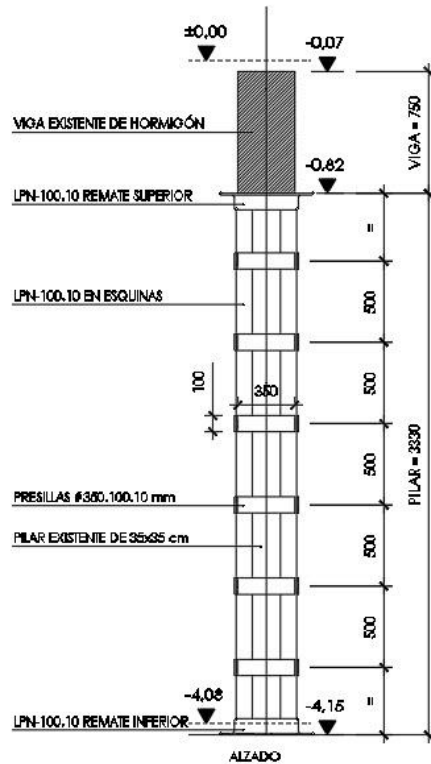
Cálculo teórico de refuerzo de los pilares de esquina del vaso de la piscina



Refuerzo de pilares con aumento de sección

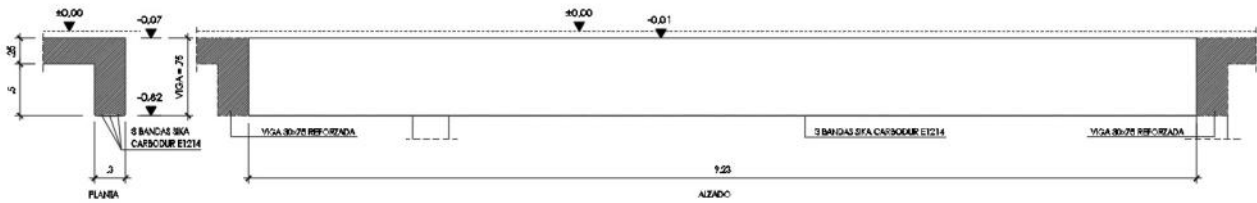


DSS1 - DETALLE REFUERZO PILARES 30x30 cm.
ESCALA: 1/50 - COTAS EN m.

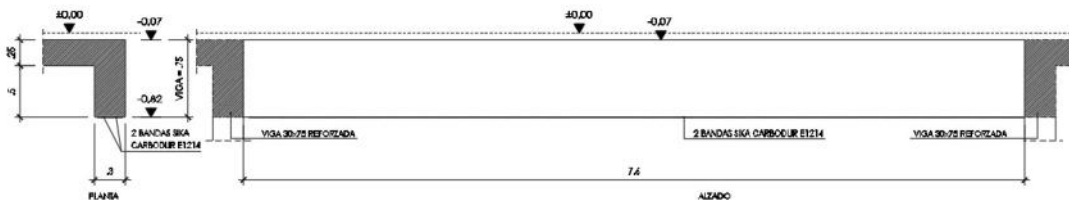


DSS2 - DETALLE REFUERZO PILARES 35x35 cm.
ESCALA: 1/50 - COTAS EN m.

Refuerzos propuestos para los pilares perimetrales del vaso

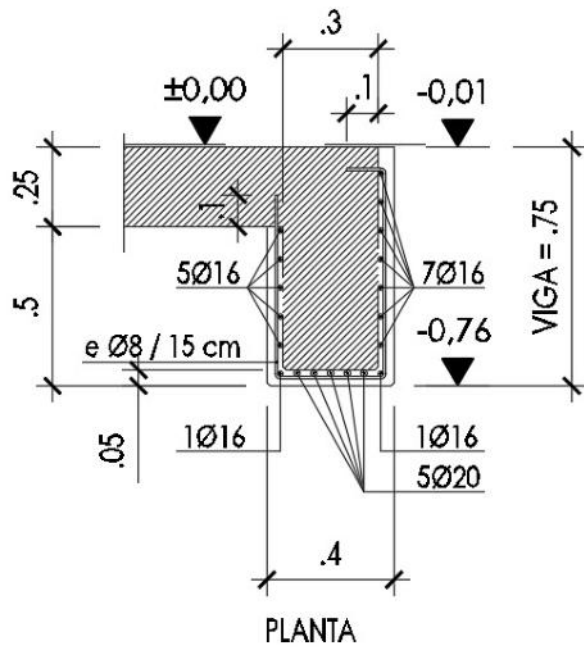


DSS4 - DETALLE REFUERZO VIGA LATERAL 30x75 cm EN EJES (II) Y (I6).
ESCALA: 1/50 - COTAS EN m.

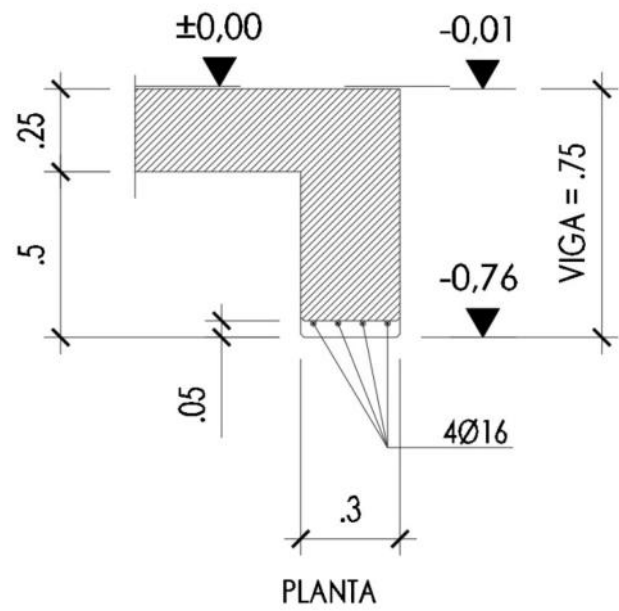


DSS5 - DETALLE REFUERZO INFERIOR VIGA LATERAL 30x75 cm EN EJES (I) Y (I4).
ESCALA: 1/50 - COTAS EN m.

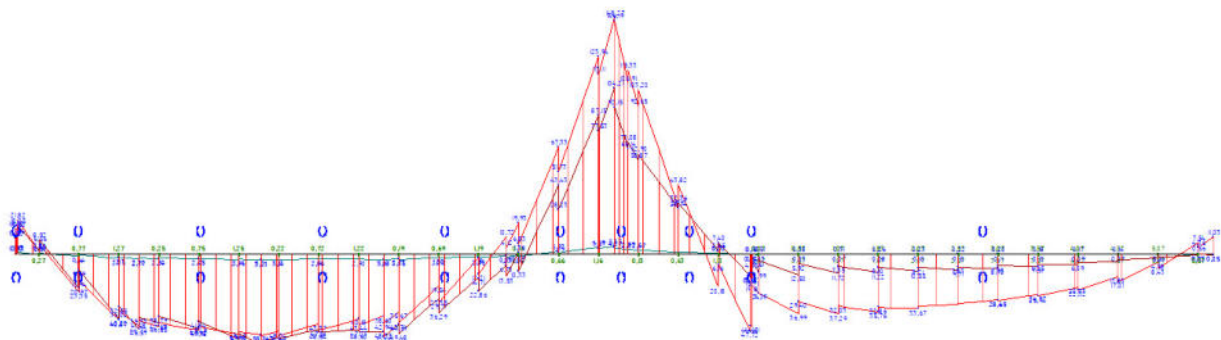
Refuerzo inferior de las vigas laterales con bandas de fibra de carbono Sika Carbodur E1214, adheridas con adhesivo epoxi Sikadur-30



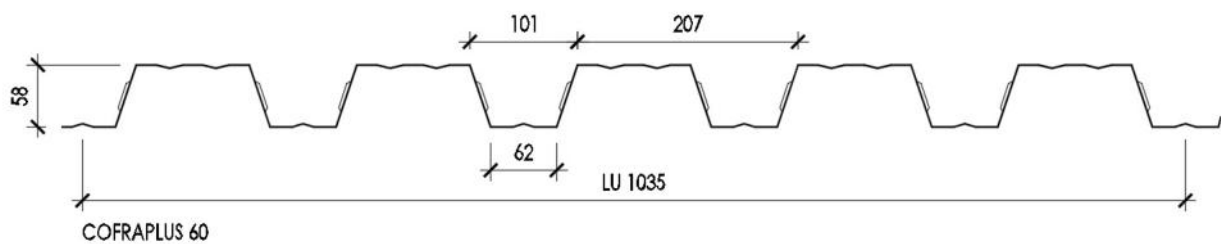
Refuerzo estructural de las vigas largas



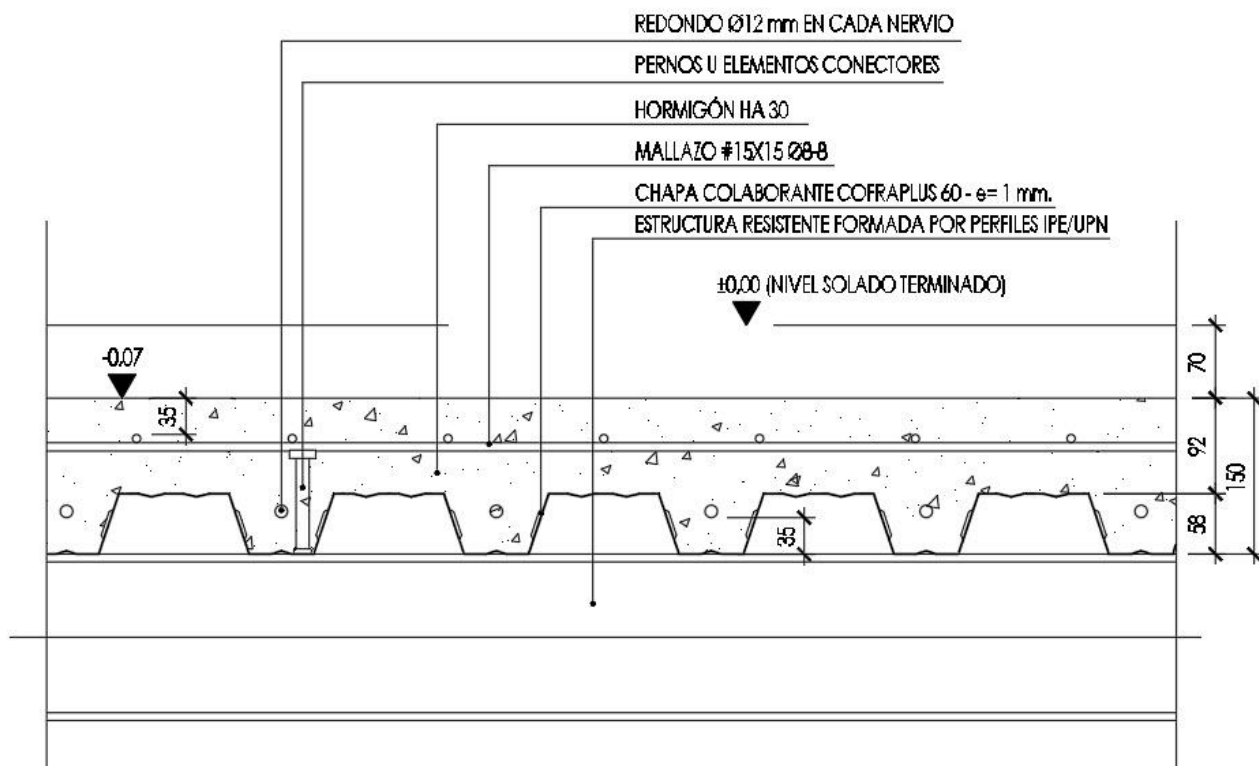
Refuerzo estructural de las vigas cortas



Determinación momentos en viga larga. La suma de valores máximos de 212,57 kN.m en el vano central izquierdo << que valor con refuerzo de 2598 kN.m. En el apoyo en pilar existente el valor alcanza los 490,82 kN.m.



Chapa Cofraplus 60 de 1 mm de espesor



Sección constructiva del forjado de chapa colaborante de planta baja

En la planta baja del hospital existe actualmente un vaso de piscina y un forjado macizo, todo construido con losa de hormigón. Las paredes laterales del vaso son de 30 cm de espesor y se anclan en pilares perimetrales de 30x30 cm y de 35x35 cm. Las paredes tienen un canto equivalente a la profundidad de la piscina por lo que dejan un gálibo reducido en la planta semisótano. Los armados de dichas paredes, según proyecto original, están formados por dos parrillas de #15x15Ø16-16. Armadura más que suficiente como armadura de piel y armadura de negativos, pero carecería de armadura de positivos.

Por este motivo se decide cortar dichas paredes a la cota del descuelgue del resto de vigas y reforzarlas con armaduras de positivos para que funcionen como vigas de sección 30x75 cm.

Durante el proceso de cálculo se asemejan a vigas de 40x75 cm y se obtiene su armado inferior que es de 5Ø20+2Ø16 para las vigas laterales largas que reciben cargas por los apoyos de la estructura metálica del forjado de chapa colaborante y de 4 Ø16 en el caso de las vigas laterales cortas.

Al objeto de acortar los tiempos de ejecución, facilitar la puesta en funcionamiento y no aumentar la dimensión horizontal de la viga larga, se decide sustituir esta solución por otra consistente en disponer bandas de fibra de carbono, tipo Sika Carbodur E1214 de 120 mm de anchura y 1,4 mm de espesor, colocadas mediante adhesivo epoxi Sikadur-30 en la cara inferior de las vigas –de anchura 30 cm-.

Se adjunta anexo de cálculo con la mejora de resistencia que se consigue.

En el caso de las vigas largas se disponen 3 bandas Sika Carbodur E1214 y en el caso de las vigas cortas 2 bandas de Sika Carbodur E1214. Con ello se consigue que las vigas largas alcancen los 2598 kN.m y las vigas cortas 2595,81 kN.m. Valores superiores a los determinados por el cálculo, pero necesarios para asegurar la estabilidad de las nuevas vigas.

Los pilares perimetrales se refuerzan como de 35x35 cm y para 40x40 cm, obteniendo unos armados verticales de 8Ø12 con estriado de Ø8/17 cm en el de 35x35 cm y de 8Ø12 con estriado de Ø8/10 cm en el de 40x40 cm.

Al igual que sucede con las vigas, al objeto de acortar los tiempos de ejecución, facilitar la puesta en funcionamiento y no aumentar mucho las dimensiones de los pilares, se decide sustituir esta solución por otra consistente en disponer perfiles metálicos LPN-100 en las cuatro esquinas, unidos entre sí mediante pletinas 300.100.10 mm cada 50 cm en el caso de pilares 30x30 cm y pletinas 350.100.10 mm cada 50 cm en el caso de pilares 35x35 cm. En el apoyo y en la coronación se dispondrán perfiles LPN-100.

Para cerrar el hueco del vaso de la piscina se calcula un forjado de perfiles metálicos sobre los que se coloca un perfil de chapa colaborante tipo Cofraplus 60 de 1 mm de espesor, una capa de compresión HA-30/B/20/IIa de espesor total 15 cm -espesor medio de 12 cm- a la que se coloca un mallazo en toda su superficie de #15x15Ø8-8 y un redondo Ø12 mm en cada nervio para asegurar la estabilidad a fuego.

Perimetralmente al borde de la losa existente de hormigón se coloca un perfil UPN-300 anclado mediante tacos mecánicos Fischer Faz II 12/10 colocados cada 50 cm al “tres bolillo”.

Las vigas principales son 5 IPE-300 y en su entrega al perfil UPN-300 y al borde de hormigón se utilizarán 6 tacos Fischer FHB II A L M16x145/30 y dos angulares LPN 50.5.

Sobre los perfiles metálicos de la estructura, y una vez dispuesta la chapa colaborante, se colocarán pernos o conectores metálicos, de la altura y separación indicadas por la empresa suministradora de las chapas, para asegurar que la losa de hormigón trabaja conjuntamente con la estructura metálica.

La capa de compresión llevará perimetralmente un pórex de 10 mm, sellado superiormente con un producto adhesivo y elástico tipo Sikaflex 11 FC+ para formar una junta entre losas.

Las cargas previstas en el cálculo son:

Sobrecarga de uso	7,5 kN/m2.
Peso propio de la losa de 12 cm Hormigón	3,0 kN/m2.
Peso propio del solado	0,5 kN/m2.
Peso propio de la chapa lagrimada	0,1137 kN/m2.
Peso propio de falso techo e instalaciones	0,3 kN/m2.

Toda la estructura llevará proyectado o pintura contra fuego para 90'.

Anexo de Cálculo

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Estructura vertical

La estructura vertical existente está compuesta de de 1 planta sustentada por pilares de hormigon. En el centro existe un vaso de piscina que se elimina y se cubre con nuevo forjado.

Estructura horizontal

La estructura horizontal está compuesta de forjados de losa maciza y de chapa colaborante de 15 cm. de espesor total; con una superficie máxima de planta igual a 105,14 m². La estructura horizontal está compuesta de un entramado de vigas de hormigon y metálicas.

Los pilares perimetrales se refuerzan para asegurar que soportan correctamente el aumento de cargas.

Cimentación

No procede, la estructura está sustentada sobre apoyos.

NORMATIVA APLICADA

- **Normativa aplicable a edificación en general:**
 - *Código Técnico de la Edificación (CTE)*. Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo. Texto modificado por RD 1371/2007, de 19 de octubre (BOE 23/10/2007) y corrección de errores (BOE 25/01/2008). Se consideran de aplicación los siguientes documentos básicos:
 - **CTE-DB-SE: Seguridad estructural**
 - **CTE-DB-SE-AE: Acciones en la edificación**
- **Normativa aplicable a elementos constructivos de acero:**
 - *Código Técnico de la Edificación - Documento Básico SE-A de Estructuras de acero (CTE-DB-SE-A)*.
 - *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios*. UNE-ENV 1993-1-1:2008.
 - *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras*. UNE-EN 10025:2006.
 - *Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado y de grano fino*. UNE-EN 10210:2007.

- *Perfiles huecos para construcción soldados, conformados en frío de acero no aleado y de grano fino. UNE-EN 10219:2007.*
- **Normativa aplicable a elementos constructivos de hormigón:**
 - *Código Estructural(CE - 21), Real Decreto 470 / 2021, de 29 de junio*

BASES DE CÁLCULO

Cumplimiento de las exigencia básicas de seguridad estructural

Resistencia y estabilidad (SE 1). Estados Límite Últimos

De acuerdo con el Art.10.1 de CTE-DB-SE, «la resistencia y la estabilidad serán las adecuadas para que no se generen riesgos indebidos, de forma que se mantenga la resistencia y la estabilidad frente a las acciones e influencias previsibles durante las fases de construcción y usos previstos de los edificios, y que un evento extraordinario no produzca consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original y se facilite el mantenimiento previsto». En este sentido, la estructura proyectada se diseña de manera que su capacidad portante resulta suficiente para afrontar las solicitaciones que se detallan en el apartado 3.3. de la presente memoria, verificándose el cumplimiento de las distintas comprobaciones relativas a Estados Límite Últimos, que son aquellos que hacen referencia al colapso o fallo de la estructura:

- **Elementos constructivos de acero:** capacidad portante de las secciones según CTE-DB-SE-A Cap.6.
- **Elementos constructivos de hormigón armado:** de acuerdo con el Anejo Nº 19 del CE-21, se verifican los siguientes Estados Límite Últimos:
 - *E.L.U. de Flexión Simple o Compuesta (Apdo. 6.1), utilizando para el análisis de 2º orden el método de la Rigidez Nominal (Apdo 5.8.7).*
 - *E.L.U. de Esfuerzo Cortante (Apdo. 6.2).*
 - *E.L.U. de Torsión (Apdo. 6.3).*
 - *E.L.U. de Punzonamiento (Apdo. 6.4).*
 - *E.L.U. de Esfuerzo Rasante (Apdo. 6.2.4 y 6.2.5).*

Aptitud al servicio (SE 2). Estados Límite de Servicio

Esta exigencia, especificada en el Art. 10.2 del CTE-DB-SE, indica que«la aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles, se limite a un nivel aceptable la probabilidad de un comportamiento dinámico inadmisibles y no se produzcan degradaciones o anomalías inadmisibles».

Estado Límite de Deformación

De acuerdo con el Apdo. 4.3.3 del CTE-DB-SE, se establecen unas limitaciones generales para las deformaciones máximas verticales y horizontales:

VALORES DE LAS DEFORMACIONES LÍMITE (CTE-DB-SE 4.3.3)			
	Caso	Flecha admisible	Hipótesis E.L.S
<i>Deformación vertical</i>	Pisos y cubiertas con tabiques frágiles o pavimentos rígidos sin juntas	L/500	Cualquiera
	Pisos y cubiertas con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas	L/400	Cualquiera
	Resto de casos	L/300	Cualquiera
<i>Deformación horizontal</i>	Desplome relativo de pilares cuando se considere la integridad de los elementos constructivos	$H_{\text{planta}}/250$	Cualquiera
	Desplome total de pilares cuando se considere la integridad de los elementos constructivos	$H_{\text{edificio}}/500$	Cualquiera
	Desplome relativo de pilares cuando se considere la apariencia de la obra	$H_{\text{planta}}/250$	Cuasipermanente

En la estructura proyectada, se asegura el cumplimiento de los requisitos anteriores imponiendo unas deformaciones máximas en aquellos elementos constructivos que lo precisen

FLECHAS LÍMITE CONSIDERADAS EN FORJADOS DE HORMIGÓN IN SITU				
Forjado	Planta	Flecha activa máxima	Flecha total admisible	Hipótesis ELS
Losa hormigón Planta Baja	4,12	0,8	1,3	pocoprobable

Estado Límite de Fisuración

En elementos constructivos de hormigón se comprueba que no se producen aberturas de fisuras excesivas, conforme a lo expuesto en el Anejo 19, Apartado 7.3 del Código Estructural(CE - 21), Real Decreto 470 / 2021, de 29 de junio

Combinación de acciones

Obtención de las hipótesis de cálculo

La generación de las hipótesis y combinaciones de acciones para comprobaciones se realiza siguiendo las indicaciones de los Art. 4.2.2 y Art. 4.3.2 del DB-SE.

Cada fenómeno que provoca un esfuerzo en la estructura, de forma directa o indirecta, se conoce como acción o grupo de cargas; estos fenómenos se cuantifican en unas cargas puntuales o repartidas por las barras o superficies de la estructura, que toman unos valores característicos preestablecidos por CTE-SE-DB-AE, o bien a criterio del proyectista, siempre y cuando no se contradiga dicha norma. Los valores de las acciones consideradas en el cálculo de la estructura aparecen en el apartado 3.3 del presente documento.

Un efecto es la suma de varios grupos de carga, que se supone actúan simultáneamente. El valor del efecto se obtiene al sumar todos los grupos de carga considerados en una hipótesis de cálculo, y aplicarles, a cada uno de ellos, los siguientes coeficientes:

- *Coeficiente de seguridad (γ): Este coeficiente mayor (en E.L.U) las acciones desfavorables y minora las favorables y su objetivo es dar un cierto margen de seguridad. El valor del coeficiente de seguridad depende del material del elemento constructivo verificado,*

y del tipo de comprobación realizada (E.L.U. o E.L.S.); se especifica en el apartado 3.2.2 del presente documento.

- *Coeficiente de simultaneidad (ψ): Este coeficiente mide la probabilidad de actuación simultánea de los grupos de carga de carácter variable, y tiene tres valores posibles: de combinación (ψ_0), frecuente (ψ_1) y casi permanente (ψ_2). Cuando no se aplica este coeficiente, se entiende que la acción está en valor de cálculo. Los valores del coeficiente de simultaneidad dependen de la naturaleza de la carga y se especifica en el apartado 3.2.3. del presente documento.*

Cuando se verifica la capacidad portante de la estructura (Estados Límite Últimos), el valor de cálculo de los efectos de las acciones debidas a una situación permanente o transitoria se obtiene de la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Cuando la situación de diseño es extraordinaria (actúan cargas de naturaleza accidental distintas del sismo), la expresión a utilizar es:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Y por último cuando la situación es extraordinaria por actuación del grupo de cargas sísmico, el valor de los efectos se obtiene de la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Siendo:

- $G_{k,j}$ - el valor característico de las acciones permanentes.
- P - el valor característico de la fuerza de pretensado.
- A_d - el valor de cálculo de una acción accidental.
- $Q_{k,1}$ - el valor característico de la acción variable principal.
- $Q_{k,i}$ - el valor característico de cada una de las acciones variables restantes.
- $\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$ - coeficientes de seguridad.
- ψ - coeficientes de simultaneidad.

Para comprobaciones relativas a Estados Límite de Servicio se definen tres tipos de hipótesis de cálculo, que dependerán de la mayor o menor exigencia que se le solicite al elemento comprobado:

- *Tomando uno de los grupos de carga variable ($Q_{k,1}$) con su valor característico y el resto en valor de combinación, se obtienen las hipótesis de carácter poco probable.*

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Tomando uno de los grupos de carga variable ($Q_{k,1}$) en su valor frecuente y teniendo en cuenta los demás con su valor casi permanente, se obtienen las hipótesis de carácter frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Por último, tomando todos los grupos de carga en su valor casi permanente se obtienen las llamadas hipótesis de carácter casi permanente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Con este proceso de generación de hipótesis de carga se obtiene un total de 4 combinaciones de carga, que a su vez dan lugar a un total de 11 efectos.

Coefficientes de seguridad (γ)

Para la generación de hipótesis se han tenido en cuenta los siguientes coeficientes de seguridad:

COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD γ_i PARA LAS ACCIONES (CTE-DB-SE 4.2.4)						
Situación persistente o transitoria						
Estado	Acciones	Permanentes			Variables	Accidentales
		Peso propio	Empuje del terreno	Presión del agua		
E.L.U.	Efecto desfavorable	1,35	1,35	1,20	1,50	0,00
	Efecto favorable	0,80	0,70	0,90	0,00	0,00
E.L.S.	Efecto desfavorable	1,00			1,00	0,00
	Efecto favorable	1,00			0,00	0,00
Situación accidental						
Estado	Acciones	Permanentes			Variables	Accidentales
E.L.U.	Efecto desfavorable	1,00			1,00	1,00
	Efecto favorable	1,00			0,00	0,00

Coefficientes de simultaneidad (ψ)

La siguiente tabla muestra los coeficientes de simultaneidad considerados en la obtención de las hipótesis de cálculo; estos coeficientes se obtienen de la tabla 4.2. del CTE-DB-SE:

Tabla 3.2.3.1 Coeficientes de simultaneidad (ψ) considerados en la combinación de acciones.

COEFICIENTES DE SIMULTANEIDAD				
Grupo de carga	Abreviatura	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de Uso (cat.C,D,E)	SU2	0,70	0,70	0,60

Incompatibilidades entre cargas

Independientemente de los coeficientes de seguridad y simultaneidad obtenidos según las tablas anteriores, en determinados casos, ciertas cargas no se considerarán actuantes de forma simultánea con otras por considerarse incompatibles. No hay incompatibilidades.

Resumen de cargas sobre superficies

La tabla siguiente muestra los valores característicos de las cargas consideradas en las superficies de la estructura, incluyendo los valores de peso propio de las misma (apartado 3.3.2):

CARGAS							
Superficie	Planta	Grupo carga	Alternancia	Tipo	F _x (kN/m ²)	F _y (kN/m ²)	F _z (kN/m ²)
<i>Forjado colaborante planta baja</i>							
	4,12	Sobrecarga de Uso (cat.C,D,E)	No	Superficial uniforme	0,0000	0,0000	-7,5000
	4,12	Solado	No	Superficial uniforme	0,0000	0,0000	-0,5000
	4,12	Peso Propio	No	Superficial uniforme	0,0000	0,0000	-0,3000
	4,12	Peso Propio	No	Superficial uniforme	0,0000	0,0000	-3,0000
	4,12	Peso Propio	No	Superficial uniforme	0,0000	0,0000	-0,1137
* kN							
** kN/m							

CARGAS						
Referencia	Grupo carga	Ref	Tipo	F _x (kN/m ²)	F _y (kN/m ²)	F _z (kN/m ²)
<i>Losa hormigón Planta Baja</i>						
	<i>Peso Propio (elemento)</i>	-	Superficial uniforme	0,000	0,000	-6,250
	Peso Propio	-	Superficial uniforme	0,000	0,000	-1,500
	Sobrecarga de Uso (cat.C,D,E)	-	Superficial uniforme	0,000	0,000	-5,000
* kN						
** kN/m						

Peso propio

En todos los elementos estructurales se ha considerado la acción de su peso propio. Los valores de estas cargas se deducen a partir de las dimensiones de estos elementos y sus pesos específicos. En la tabla siguiente se muestra un resumen de los pesos específicos de los materiales considerados en el proyecto:

PESOS ESPECÍFICOS DE LOS MATERIALES	
Material	Peso específico (kN/m ³)
Aceros (CTE-DB-SE-A 4.2)	78,50
Hormigones armados o pretensados (CE-21)	25
Acero (s/pp)	0,00

MATERIALES

Materiales en barras

HORMIGÓN ARMADO EN ESTRUCTURAS							
Referencia	Designación	f _{ck}	γ _c	Acero	f _{yk}	γ _y	
HA-30 / B500 (Normal)	HA-30 / F / 20 / X0	30	1,50	B500S	500	1,15	

ACERO ESTRUCTURAL						
Designación	Tipo	Módulo de elasticidad	Coefficiente Poisson (ν)	f_{yk}	f_u	γ_m
Acero estructural soldable ordinario	S275 JR	210.000,00	0,30	275	261,90	1,05

MATERIAL GENÉRICO		
Material	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)
Acero (s/pp)	210.000,0	80.769,2
Hormigón	30.000,0	12.500,0

NOTA: Los coeficientes de seguridad (γ) indicados en la tabla anterior se refieren a situaciones persistentes o transitorias.

Durabilidad

Se define el Estado Límite de Durabilidad como «el producido por las acciones físicas y químicas, diferentes a las cargas y acciones del análisis estructural, que pueden degradar las características del hormigón o de las armaduras hasta límites inaceptables». En esta línea, en el Art.11 de la CE-21 se definen las bases de cálculo orientadas a la durabilidad, que indican la necesidad de definir la agresividad química (clase de exposición según la tabla 27.1.a del CE-21) a la que están sometidos los elementos de hormigón, y a partir de ella elegir unos recubrimientos y materiales adecuados, en función del periodo de vida útil del edificio, que para este caso se prevé en 50 años. La siguiente tabla resume los recubrimientos nominales elegidos para los distintos tipos de hormigón empleados en proyecto, de acuerdo con CE-21 44.2.1.1:

RECUBRIMIENTOS NOMINALES SEGÚN CLASE DE EXPOSICIÓN					
Hormigón	Clase general de exposición	Clase específica de exposición	Cemento	f_{ck} (N/mm ²)	r_{nom} (mm)
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35

MÉTODO DE CÁLCULO

Cálculo matricial

El cálculo de esfuerzos y desplazamientos en los nudos se ha realizado mediante un análisis matricial de la estructura, en el que se ha supuesto que las barras son rectas, de sección constante y se comportan según la teoría elástica de primer orden.

El tratamiento de barras de sección variable se realiza fraccionando el elemento en al menos cuatro partes en las cuales se considera la sección fija e igual al valor medio de la sección en los dos extremos.

Las barras se consideran unidas rígidamente entre sí por medio de unos puntos denominados nudos, los cuales poseen seis grados de libertad (tres en desplazamientos y tres en giros). Se supone en todo el cálculo matricial que las deformaciones son pequeñas ya que las condiciones de equilibrio y de compatibilidad se refieren a la geometría de la estructura previa a la deformación (teoría elástica de primer orden).

Se denominan Apoyos los nudos de la estructura en los que algunos de los posibles grados de libertad están coartados. Esta coacción puede ser rígida si los movimientos están totalmente impedidos, o bien elástica, si los movimientos son proporcionales a las acciones que los provocan.

La estructura estará sometida a acciones (fuerzas o momentos) aplicadas en los nudos, y cargas puntuales o uniformemente repartidas en las barras. Se supone que estas acciones son estáticas.

Las relaciones que ligán las cargas aplicadas en los nudos extremos de una barra con los recorridos de éstos son lineales y pueden representarse en forma matricial según la expresión:

$$[f] = [r] \cdot [\delta]$$

Siendo:

- n : Número de grados de libertad de cada nudo (en nuestro caso $n = 6$).
- $[f]$: Vector de $2n$ componentes representativo de las cargas aplicadas en los extremos de la barra y referido a ejes propios de la misma.
- $[r]$: Matriz cuadrada $2n \times 2n$ elementos denominada Matriz de Rigidez de la barra en ejes propios de la misma.
- $[\delta]$: Vector de $2n$ componentes que representa los desplazamientos y giros de los nudos referidos a ejes propios de la barra.

Por otra parte hay que tener en cuenta que los movimientos de los extremos de las barras tienen que coincidir con los movimientos de los nudos a los que están unidas. La representación matricial de esta condición toma la forma siguiente:

$$[\delta] = [\alpha] \cdot [\Delta]$$

Siendo:

- N : Número de nudos de la estructura.
- $[\delta]$: Vector de $2n$ componentes que representa los desplazamientos y giros de los nudos extremos de la barra referidos a sus ejes propios.
- $[\alpha]$: Matriz de cambio de los ejes globales de la estructura a los ejes locales de la barra.
- $[\Delta]$: Vector de $n \times N$ componentes que representa los movimientos y giros de los nudos respecto de los ejes globales de la estructura.

Por último es necesario plantear las condiciones de equilibrio de la estructura; para lo cual hay que convertir las cargas actuando en los extremos de las barras y referidas a sus ejes propios, a ejes globales de la estructura; de tal forma que en cada nudo la condición de equilibrio que se establece es que las cargas exteriores aplicadas en los nudos sean iguales a la suma de los esfuerzos que transmiten los extremos de las barras que en él concurren. Esta condición se puede expresar de modo matricial del siguiente modo:

$$[F] = [\alpha^T] \cdot [f]$$

Siendo:

- **[F]:** Vector de $n \times N$ componentes que representan a las fuerzas y momentos aplicadas en los nudos en ejes globales de la estructura.
- **$[\alpha^T]$:** Matriz de cambio de los ejes locales de la barra a los ejes globales de la estructura. Es la traspuesta de la matriz $[\alpha]$.
- **[f]:** Vector de $2n$ componentes representativo de las cargas aplicadas en los extremos de la barra y referido a los ejes propios de la misma.

Sustituyendo las expresiones anteriores y eliminando los vectores $[f]$ y $[\delta]$ se obtiene una ecuación matricial que expresa el equilibrio de la estructura, y que relaciona los desplazamientos y giros en los nudos con las fuerzas y momentos exteriores aplicadas en los mismos.

$$[F] = [R] \cdot [\Delta]$$

Siendo $[R] = [\alpha^T] \cdot [r] \cdot [\alpha]$ una matriz cuadrada de $n \times N$ filas y columnas denominada **Matriz de Rigidez de la Estructura**.

Una vez resuelto el sistema de ecuaciones y obtenidos los desplazamientos en los nudos de la estructura es posible obtener los esfuerzos resultantes en los extremos de las barras según la expresión:

$$[f] = [r] \cdot [\alpha] \cdot [\Delta]$$

Combinando las acciones obtenidas en los extremos de cada barra con las fuerzas y momentos externos que actúan sobre ellas es posible obtener las leyes de esfuerzos y deformaciones que se utilizarán para realizar los procesos de dimensionado y comprobación de los elementos de la estructura.

Métodos de comprobación

Comprobación de barras de acero

Estado Límite de Servicio

Las siguientes comprobaciones se realizan para las combinaciones de acciones en estado límite de servicio (ELS).

Deformaciones incluidos los desplazamientos en los nudos

La comprobación consiste en verificar que por cada una de las combinaciones de hipótesis estudiada, la máxima deformación vertical en cualquier punto de una viga (incluidos sus nudos extremos) debe ser inferior a un valor de comprobación obtenido de dividir la luz total por un coeficiente que depende del uso de la viga:

$$\delta_{\max} = \delta_z \leq \frac{L}{f_3}$$

Siendo:

- δz : Desplazamiento total vertical en el punto de máxima deformación (m).
- L : Luz o longitud del conjunto de barras entre dos soportes (m).
- f_3 : Limitación impuesta a la flecha según el uso de la viga (ver tabla siguiente).

Limitación de flecha (DB-SE / Art. 4.3.3.1)	f_3
Vigas de forjado con pavimentos rígidos con juntas	400
Vigas de forjado con pavimentos rígidos sin juntas o tabiques frágiles	500
Cualquier otro elemento cuya deformación afecte al buen servicio o aspecto de la estructura	300

Deformaciones locales (sin tener en cuenta los desplazamientos en los nudos)

La comprobación consiste en que la máxima deformación total producida en la barra por cada una de las combinaciones de hipótesis estudiadas, sin tener en cuenta los desplazamientos de los nudos extremos, debe ser inferior a un valor de comprobación obtenido de dividir la longitud total por un coeficiente que depende del uso de la viga:

$$\delta_{\max} = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2} \leq \frac{L}{f_3}$$

Siendo:

- $\delta x', \delta y', \delta z'$: Deformación máxima según los ejes locales x' , y' y z' de la barra (m).
- L : Luz o longitud de la barra aislada (m).
- f_3 : Limitación impuesta a la flecha según el uso de la viga. (ver tabla apartado anterior).

Desplazamientos horizontales totales

Esta validación consiste en asegurar que los desplazamientos horizontales cualquier nudo de la estructura estén acotados. El valor límite de las deformaciones depende de la altura del nudo y del tipo de edificio:

$$\delta_{\max} = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \leq \frac{C_z}{f_1}$$

Siendo:

- δx : Desplazamiento en el eje global horizontal X (m).
- δy : Desplazamiento en el eje global horizontal Y (m).
- C_z : Altura absoluta del nudo (medida desde la base o nudo de inferior cota en metros).
- f_1 : Limitación impuesta a la flecha. Los valores típicos se muestran en la tabla siguiente:

Edificios	f_1	f_2
Todos, combinaciones características	500	250
Todos, combinaciones frecuentes	500	250

Desplazamientos horizontales por planta

En el nudo superior de la barra se comprobará que la deformación horizontal que se produce exclusivamente en esa planta no supere un valor que depende de la longitud del pilar y del tipo de edificio:

$$\delta_{\max} = \sqrt{(\delta_{x,i}^2 + \delta_{y,i}^2) - (\delta_{x,j}^2 + \delta_{y,j}^2)} \leq \frac{L}{f_2}$$

Siendo:

- δ_{xi}, δ_{xj} : Desplazamiento según el eje global horizontal X del nudo i y del nudo j (m).
- δ_{yi}, δ_{yj} : Desplazamiento según el eje global horizontal Y del nudo i y del nudo j (m).
- L : Altura de la planta (m). Distancia entre el nudo i y el nudo j.
- f_2 : Limitación impuesta a la flecha según el tipo de edificio (ver tabla anterior).

Estado Límite Último

A continuación se detallan las comprobaciones que se realizan para las combinaciones de hipótesis del estado límite último (ELU).

Clasificación de las secciones transversales de las barras

Previo al proceso de comprobación de las barras se realiza la clasificación de las secciones con el objetivo de identificar aquellas en las que es posible considerar la distribución plástica de tensiones en la sección transversal (clases 1 y 2) sin que aparezcan fenómenos de inestabilidad en las chapas comprimidas. Igualmente, esta clasificación es empleada para detectar los casos en los que no es válido utilizar la hipótesis de distribución de tensiones anterior (clases 3 y 4) y habilitar, si fuese necesario, las comprobaciones de inestabilidad local pertinentes.

La clasificación se hace para todas las combinaciones de acciones activas y las secciones se definen de la clase más desfavorable de entre todas las de las chapas que la componen. El procedimiento utilizado corresponde al definido en el apartado 5.2.4 del DB SE-A.

Agotamiento de secciones

Las siguientes ecuaciones se aplican para todas las combinaciones de acciones activas, y a cada sección de la barra (según el número de divisiones establecido). La comprobación se realiza de dos formas diferenciadas según se trate de secciones plásticas y compactas o de secciones elásticas y esbeltas.

En el primer caso se utilizan los módulos plásticos de flexión respecto a los ejes principales de inercia, mientras que en el segundo la comprobación se realiza en determinados puntos de la sección considerados críticos, según la forma de la sección y empleando los módulos de flexión elásticos y el resto de valores estáticos de esta.

En el artículo 6.2 del DB SE-A se especifican las expresiones de comprobación y las condiciones de aplicación de las mismas.

Agotamiento por Cortante

$$\frac{V_{Ed(x \text{ ó } y)}}{A_{v(x \text{ ó } y)}} \cdot 10 = \tau_{Ed(x \text{ ó } y)} \leq \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (\text{secciones de clase 1 ó 2})$$

Siendo:

- $V_{Ed(x \text{ ó } y)}$: Cortante de cálculo que actúa en la sección analizada según los ejes locales X ó Y en kN
- $\tau_{Ed(x \text{ ó } y)}$: Tensión tangencial ponderada que se alcanza en la sección analizada según los ejes locales X ó Y en N/mm².
- $\tau_{Ed,i}$: Tensión tangencial ponderada que se alcanza en el punto crítico de la sección analizada en N/mm².

- $S_{x,i}$: Momento estático en el punto crítico respecto al eje principal de inercia X en cm^3 .
- $S_{y,i}$: Momento estático en el punto crítico respecto al eje principal de inercia Y en cm^3 .
- I_x : Momento de inercia respecto al eje principal de inercia X en cm^4 .
- I_y : Momento de inercia respecto al eje principal de inercia Y en cm^4 .
- I_{xy} : Producto de inercia en cm^4 .
- $e_{0,i}$: Espesor de la chapa en el punto crítico i en mm.
- f_{yd} : Resistencia de cálculo del material en N/mm^2 .
- A_{vix} o v_y : Área efectiva resistente a cortante según los ejes locales X ó Y en cm^2

Agotamiento por flexión, tracción, compresión (Interacción de esfuerzos)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{x,Ed}}{M_{xpl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{ypl,Rd}} \right) \cdot f_{yd} = \sigma_{Ed} \leq f_{yd} \quad (\text{secciones de clase 1 ó 2})$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,1}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,xy}^2} = \sigma_{VM,1,Ed} \leq f_{yd} \quad (\text{secciones de clase 3 ó 4})$$

Siendo:

- σ_{Ed} : Tensión de comprobación que se alcanza en la sección (clases 1 y 2) en N/mm^2 .
- $\sigma_{VM,1,Ed}/\sigma_{Ed,1}$: Tensión de comprobación en el punto crítico i de la sección (clases 3 y 4) en N/mm^2 , calculada según criterio de agotamiento elástico de Von Mises.
- $\tau_{Ed,ixy}$: Tensiones ponderadas normal y tangencial que se alcanzan en el punto crítico i de la sección en N/mm^2 , calculadas por métodos tradicionales.
- N_{Ed} : Valor de cálculo del esfuerzo axil en la sección en kN.
- $M_{x,Ed}$: Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia X de la sección en $\text{kN}\cdot\text{m}$.
- $M_{y,Ed}$: Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia Y de la sección en $\text{kN}\cdot\text{m}$.
- $N_{pl,Rd}$: Valor de cálculo del esfuerzo axil resistente de la sección en kN, calculadoa como: $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$.
- $M_{xpl,Rd}$: Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia X en $\text{kN}\cdot\text{m}$, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje X, calculado según la expresión: $M_{xpl,Rd} = W_x \cdot f_{yd}$.
- $M_{ypl,Rd}$: Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia Y en $\text{kN}\cdot\text{m}$, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje Y, calculado según la expresión: $M_{ypl,Rd} = W_y \cdot f_{yd}$.

En las secciones esbeltas (clase 4) de perfiles conformados la comprobación de agotamiento se realiza obteniendo los valores estáticos de la sección efectiva de cada ciclo de cálculo y admitiendo distribuciones elásticas de tensiones en las chapas.

Para secciones esbeltas (clase 4) de perfiles laminados, la comprobación se realiza considerando la distribución elástica de tensiones en los elementos y se habilita la comprobación de pandeo local y abolladura del alma por cortante con el objetivo de restringir la posibilidad de inestabilidad de las chapas comprimidas.

Resistencia a tracción simple

Esta ecuación se aplica a todas las combinaciones de hipótesis activas y a cada sección de la barra (según el número de divisiones establecido) siempre que el esfuerzo axil sea de tracción. Según el apartado 6.2.3 del DB SE-A:

$$\frac{N_{TEd}}{A} \cdot 10 = \sigma_{Ed} \leq f_{yd}$$

Siendo:

- σ_{Ed} : Tensión de comprobación que se alcanza en la sección en N/mm².
- N_{TEd} : Esfuerzo axial ponderado en kN.
- A : Área de la sección en cm².
- f_{yd} : Resistencia de cálculo del material en N/mm².

Esbeltez máxima

En esta comprobación se verifica que la esbeltez mecánica reducida de la barra no supere el valor predefinido por defecto o fijado por el usuario. La norma DB SE-A, en su artículo 6.3.2.1 (Tabla 6.3) limita este valor a 2.0 en elementos principales y a 2.4 en elementos secundarios o arriostramientos.

El cálculo de la esbeltez mecánica reducida de piezas simples de sección constante se ha realizado utilizando las siguientes ecuaciones :

- Longitud efectiva de pandeo (en cm):

$$L_k = L \cdot \beta \cdot 100$$

- Esbeltez mecánica de la barra:

$$\lambda = \frac{l_k}{i}$$

- Esbeltez reducida de la barra:

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}}$$

Siendo:

- L : Longitud real de la pieza en m.
- β : Coeficiente de esbeltez.
- i : Radio de giro en cm. de la sección bruta de la pieza respecto al eje principal de inercia perpendicular al plano de pandeo considerado.
- f_y : Límite elástico del material en N/mm².
- E : Módulo de elasticidad del material en N/mm².

El cálculo del coeficiente de esbeltez β puede realizarse por dos métodos:

1. Método de Julián y Lawrence, descrito en el apartado 3.2.4.4 de la norma NBE-EA-95
2. Método asimétrico. Apropiado para construcciones de baja altura con pilares articulados en sus bases.

Ambos métodos son aplicables a edificios traslacionales e intraslacionales y su utilización no contiene diferencias significativas respecto al método indicado en el apartado 6.3.2.5 del DB SE-A.

Pandeo por flexocompresión

La comprobación se realiza conforme al método desarrollado en el apartado 6.3.2 del DB SE-A considerando además la interacción de esfuerzos.

La ecuación de comprobación se aplica para todas las combinaciones de acciones en cada una de las secciones en las que se ha dividido la barra y su expresión general es:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{M_{xEd}}{M_{xpl,Rd}} + \frac{M_{yEd}}{M_{ypl,Rd}} \right) \cdot f_{yd} = \sigma_{Ed} \leq f_{yd}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda})^2}}$$

$$\phi = 0.5 \left(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right)$$

Siendo:

- σ_{Ed} : Tensión de comprobación que se alcanza en la sección (clases 1 y 2) en N/mm².
- $\sigma_{M,iEd}/\sigma_{Ed,i}$: Tensión de comprobación en el punto crítico *i* de la sección (clases 3 y 4) en N/mm², calculada según criterio de agotamiento elástico de Von Mises.
- N_{Ed} : Valor de cálculo del esfuerzo axial en la sección en kN.
- M_{xEd} : Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia X de la sección en kN·m.
- M_{yEd} : Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia Y de la sección en kN·m.
- $N_{pl,Rd}$: Valor de cálculo del esfuerzo axial resistente de la sección en kN, calculado como: $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$.
- α : Coeficiente de imperfección dependiente de las curvas de pandeo de cada tipo de sección cuyo valor se obtiene de las Tablas 6.2 y 6.3 del DB SE-A.
- $M_{xpl,Rd}$: Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia X en kN·m, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje X, calculado según la expresión: $M_{xpl,Rd} = W_x \cdot f_{yd}$.
- $M_{ypl,Rd}$: Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia Y en kN·m, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje Y, calculado según la expresión: $M_{ypl,Rd} = W_y \cdot f_{yd}$.
- f_{yd} : Resistencia de cálculo del material en N/mm².

En secciones sin simetría o con simetría simple clasificadas como elásticas o esbeltas la comprobación tiene en cuenta el incremento del esfuerzo flector que supone la excentricidad del centro de gravedad respecto al borde comprimido.

Pandeo lateral o vuelco lateral de vigas.

Esta comprobación se realiza en barras de sección simétrica respecto del eje principal de mayor inercia o bien con simetría puntual, y en aquellos perfiles para los que se conoce tanto el módulo de torsión como el de alabeo.

Es necesario, si existen, indicar el número de fijaciones intermedias, o lo que es lo mismo, el número de puntos de inmovilización en sentido transversal del cordón comprimido. Se considera estos puntos repartidos uniformemente en la longitud del elemento constructivo.

La comprobación consiste en verificar que el máximo momento flector ponderado que actúa sobre la viga o tramo considerado en cada combinación de acciones activa se mantenga por debajo del momento resistente a pandeo lateral de la pieza, expresado de la forma:

$$M_{LT,Rd} = \chi_{LT} W f_{yd} 10^{-3}$$

Siendo:

- f_{yd} : Resistencia de cálculo del material en N/mm^2 .
- W : Módulo de flexión alrededor del eje principal de mayor inercia en cm^3 .
- χ_{LT} : Coeficiente reductor por pandeo lateral

El cálculo del coeficiente reductor por pandeo lateral se realiza conforme a lo descrito en el apartado 6.3.3 del DB SE-A. Para ello se calcula la esbeltez reducida de pandeo lateral utilizando la ecuación siguiente.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

En la que:

- f_y : Límite elástico del material en N/mm^2 .
- M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral del elemento en $kN \cdot m$

La obtención del momento crítico elástico de pandeo lateral del elemento constructivo puede hacerse por cualquiera de los métodos clásicos de la teoría de la elasticidad. Se utiliza el método desarrollado en el Tomo I, pág. 8.6 del libro Estructuras de Acero de Argüelles.

Calculada la esbeltez reducida de pandeo lateral, el coeficiente reductor se calcula como:

$$\delta_{max} = \sqrt{(\delta_{x,i}^2 + \delta_{y,i}^2) - (\delta_{x,j}^2 + \delta_{y,j}^2)} \leq \frac{L}{f_2}$$

$$\frac{V_{Ed(x+y)}}{A_{v(x+y)}} \cdot 10 = \tau_{Ed(x+y)} \leq \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

El factor de imperfección α_{LT} para pandeo lateral se obtiene de la tabla 6.10 del DB SE-A a partir de las características del perfil del elemento.

Pandeo local y abolladura del alma de vigas llenas

Esta comprobación se realiza para aquellas secciones susceptibles de experimentar fenómenos de inestabilidad local (clases 3 y 4) en las que, la distribución de tensiones en sus chapas se determina por los métodos elásticos clásicos.

Se considera adecuado complementar lo indicado en el apartado 6.3.3.3 del DB SE-A, con el método desarrollado en el apartado 3.4.6 de la NBE EA-95, siendo necesario conocer previamente el número de rigidizadores transversales repartidos uniformemente a lo largo de la longitud del elemento constructivo.

Se supondrá que siempre hay dos rigidizadores en los extremos y el número definido anteriormente se suponen situados en el interior.

El número de rigidizadores en principio será a criterio del proyectista y sobre ellos se realizarán las comprobaciones oportunas.

Independientemente de lo anterior, durante la clasificación de secciones del elemento se identifican las secciones de clase 3 y 4 y se habilita la comprobación. En este caso, el número de rigidizadores intermedios necesarios se obtendrá durante la comprobación de abolladura del alma.

Abolladura del alma

La comprobación se limita a obtener el número de rigidizadores transversales que es necesario disponer para controlar la esbeltez de los recuadros en los que queda dividida el alma con el objetivo de evitar realizar la comprobación. La esbeltez límite máxima admisible para no realizar la comprobación de abolladura por cortante se calcula como:

$$Esb_{PL} = \frac{d}{t} \leq E_{Esb} \cdot \varepsilon$$

Siendo:

- Esb_{PL} : Esbeltez máxima admisible del alma.
- d, t : Dimensiones (alto, espesor) del alma de la pieza en mm.
- ε : Factor por límite elástico, calculado como:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}}$$

E_{Esb} : Coeficiente igual a $30\sqrt{K_\tau}$, dependiente de las tensiones de abolladura

- K_τ : Coeficiente por tensiones de abolladura de valor igual a:
 - 5.444 para elementos en los que no se ha dispuesto rigidizadores.
 - 5.34 para elementos rigidizados solo en las secciones extremas.
 - $4/\rho(1.335+\rho)$ para elementos con rigidizadores en los que $(a < d)$.
 - $4/\rho(1.335\rho+1)$ para elementos con rigidizadores en los que $(a \geq d)$.
- a : Espaciamiento entre rigidizadores en mm.
- ρ : Factor de valor igual a $\left(\frac{a}{d}\right)^2$.

En los procesos de dimensionado, partiendo del número de rigidizadores transversales inicial (fijado por el proyectista o no) se añaden aquellos necesarios para cumplir la condición anterior. En proceso de comprobación se limitará a comprobar la esbeltez de los recuadros.

Pandeo local del alma

La validación consiste en el cálculo de las tensiones críticas ideales: $\sigma_{cr,i} = k_1 \cdot \sigma_E$ y $\tau_{cr,i} = k_2 \cdot \sigma_E$ donde los coeficientes k_1 y k_2 dependen de la relación entre lados de cada recuadro y las tensiones normales y tangenciales que se alcanzan en su interior, y σ_E es la tensión crítica de Euler que viene dada por la expresión:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{e}{h_a}\right)^2$$

Siendo:

- E : Módulo de elasticidad en kg/cm².
- ν : Módulo de Poisson.

Conocidos los valores, calculados por métodos elásticos, de la tensión normal y tangencial máximas: σ_1^* y τ^* se obtiene la tensión de comprobación ideal.

$$\sigma_{\sigma,i} = \frac{\sqrt{\sigma_1^{*2} + 3\tau^{*2}}}{\frac{1+\psi}{4} \cdot \frac{|\sigma_1^*|}{\sigma_{\sigma,i}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1^*}{\sigma_{\sigma,i}}\right)^2 + \left(\frac{\tau^*}{\tau_{\sigma,i}}\right)^2}}$$

Si la tensión de comprobación ideal resultante es superior al límite de proporcionalidad ($0.8 f_y$), el programa aplica automáticamente el coeficiente de reducción anelástica K_r , comprobando que:

$$\sigma_{\sigma,r} = \sqrt{K_r} \cdot \sigma_{\sigma,i} \geq \sqrt{\sigma_1^{*2} + 3\tau^{*2}}$$

Para finalizar, se calcula el espesor mínimo de los rigidizadores para que se puedan considerar ultrarrígidos, comprobándolos a flexocompresión según lo indicado en el apartado 6.3.3.3 del DB SE-A.

Comprobación de perfiles conformados en frío

Estos perfiles están preclasificados como elásticos (clase 3). Su comprobación de agotamiento tiene en cuenta los efectos de combadura y abolladura, por lo que no es necesario activar estas opciones.

De forma abreviada, el cálculo se basa en considerar que sólo la parte efectiva de las chapas de la sección contribuye a resistir los esfuerzos de compresión. Esta sección efectiva se calcula por procedimientos iterativos y se usa para obtener las tensiones elásticas normales y tangenciales reales que intervienen en las ecuaciones de comprobación.

El procedimiento utilizado es el que aparece descrito en la norma EA-95 parte 4.

Esta versión del producto no realiza cálculos especiales para elementos sometidos a cargas concentradas o de pandeo por flexión y torsión.

Comprobaciones en barras de hormigón.

Una vez realizado el cálculo matricial de la estructura y obtenidas las leyes de esfuerzos y deformaciones para todos los efectos generados a partir de las hipótesis de cálculo, de acuerdo con lo indicado en el apartado 3.2. del presente documento, comienza la fase de comprobación y dimensionamiento de las barras de hormigón; para ello se agrupan las barras en elementos constructivos (vigas, pilares, o tirantes). Un elemento constructivo es un grupo de barras unidas geoméricamente, de comportamiento y características (tipo de material) similares, que constituye el elemento básico para el cálculo y comprobación de la armadura (por ejemplo: un dintel de un edificio).

Una vez estén agrupadas las barras en elementos constructivos; comienza el cálculo y comprobación del mismo; para ello se discretiza el elemento constructivo en un número adecuado de secciones, sobre las que efectuará las comprobaciones que marca el Código Estructural (CE - 21), Real Decreto 470 / 2021, de 29 de junio, en cuanto a estado límite último y estado límite de servicio.

Sobre cada sección del elemento constructivo se realizan los siguientes cálculos y comprobaciones para cada uno de los efectos provenientes de las hipótesis de cálculo:

1. *Determina la armadura necesaria en función de los esfuerzos que solicitan la sección (flexión simple o compuesta, compresión simple o compuesta, tracción simple o compuesta, flexión esviada simétrica o asimétrica) y el tipo de elemento al que pertenezca la sección*

- (pilar, viga, o tirante). Además se tiene en cuenta la inestabilidad a pandeo del elemento de acuerdo con el método de la Rigidez Nominal (Apdo 5.8.7).
2. *Determina los dominios de deformación de la sección, y calcula y comprueba las tensiones y deformaciones sobre el material, con vistas a establecer la validez de la armadura y determinar el tipo de cuantía mínima mecánica a aplicar en la sección (Apdo 6.1 del Anejo nº 19 del CE-21 “Flexión simple o compuesta”).*
 3. *Establece la cuantía mínima mecánica a aplicar en función del elemento constructivo que sea (pilar o viga). En el caso de muros además se aplica una cuantía mínima geométrica (Apdo. 9 del Anejo 19 del CE-21 “Detalles de armado de elementos y reglas particulares”).*
 4. *Calcula la armadura necesaria transversal en función de los cortantes que solicitan la sección y del momento torsor; de acuerdo con el Anejo nº 19 del CE-21, Apdo 6.2º “Esfuerzo cortante” y 6.3 “Torsión”. Para ello compara los cortantes solicitantes con el cortante de agotamiento de la sección; y el torsor solicitante con el de agotamiento de la sección.*
 5. *Comprueba la interacción torsión combinada con flexión y axil; determinando la armadura longitudinal de refuerzo debida a torsión. (Apdo. 6.3.2.3 del Anejo nº 19 del CE-21). Y comprueba la interacción torsión combinada con cortante para evitar compresiones excesivas en el hormigón (Apdo. 6.3.2.4. y 6.3.2.5 del Anejo nº 19 del CE-21).*
 6. *Establece las disposiciones relativas a las armaduras (Apdo. 9.2.1.3 , 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2, 9.4.3 y 9.5.3 del Anejo 19 del CE-21); en cuanto a separación máxima y cuantía mínima de la armadura transversal, diámetro mínimo de la armadura transversal y decalaje de la ley de momentos para soportar el incremento de tracción debida al cortante.*
 7. *Cuando se trabaje con esfuerzos redistribuidos en el elemento (análisis elástico lineal con redistribución limitada), en lugar de los esfuerzos obtenidos del cálculo lineal, se comprueba que la relación entre la profundidad de la fibra neutra de la sección y el canto útil de la misma cumpla las condiciones establecidas en el Apdo. 5.5 del Anejo nº 19 del CE-21. (El trabajar con esfuerzos redistribuidos o no es configurable por el usuario).*
 8. *Se comprueba la fisuración de la sección en estado límite de servicio y para las hipótesis cuyo carácter (cuasipermanente, frecuente o poco probable) defina el usuario. Se comprueba la aparición de fisuras por compresión (limitando la tensión sobre el hormigón), el área mínima de armadura a tracción y la aparición de fisuras por tracción (limitando la abertura máxima de fisura) (Apdo.7.2 y 7.3 del Anejo nº 19 del CE-21).*
 9. *Se comprueba el estado límite de deformación controlando la flecha total (obtenida como suma de la flecha instantánea y diferida). El cálculo se realiza en base al historial de cargas introducido; haciéndose un análisis temporal de la deformación de la pieza; teniendo en cuenta la variación con el tiempo de las características del hormigón y la inercia fisurada de la sección. (Apdo. 7.4 del Anejo nº 19 del CE-21)*

10. Se comprueba que no se rebase la cuantía máxima de armadura longitudinal establecida en el 4% de la sección de hormigón, Apdo 9.2.1.1, 9.3.1.1, 9.5.2.3 y 9.6.2 del Anejo nº 19 del CE-21.

Una vez calculada y comprobada la armadura de cada una de las secciones del elemento constructivo; se distribuye a lo largo de este, determinando las longitudes de anclaje, empalme y doblado necesarias para el correcto funcionamiento de la armadura. Todo ello calculado a partir de lo prescrito en el artículo 49.5 del CE-21 “Criterios específicos para el anclaje y empalme de las armaduras”.

Discretización de la estructura.

Barras.

Las barras, que representan cualquier elemento constructivo de tipo lineal como pilares, vigas o zunchos, se integran en la matriz de rigidez como elementos barra con 12 grados de libertad (6 por nudo). En el caso de barras de sección variable se modela mediante pequeñas barras de sección constante, subdividiendo la longitud inicial de la barra en pequeños tramos limitando la variación del canto a un 25% sobre la sección base entre un extremo y otro del tramo discretizado.

Software utilizado.

Para el cálculo de la estructura con la metodología descrita en apartados anteriores se ha utilizado el software **ESwin - Estructuras tridimensionales** de la empresa **iMventa Ingenieros S.L.L.** en su versión 1.9.41.8

MÉTODOS DE COMPROBACIÓN DE BARRAS DE ACERO

En este apartado se describen los métodos de comprobación de las barras de acero para justificar el cumplimiento de la normativa.

El método de cálculo está basado en el Código Técnico de la Edificación y, como complemento, en la norma UNE_ENV 1993-1-1.

El cálculo de esfuerzos y desplazamientos se ha realizado utilizando métodos matriciales basados en la matriz de rigidez, construida y resuelta para la totalidad de la estructura tridimensional.

A partir de los resultados obtenidos con el cálculo matricial, y para cada una de las hipótesis y combinaciones de acciones reglamentarias, se calculan las leyes de esfuerzos en cada sección de la barra. Utilizando estos valores se realizan las comprobaciones oportunas para verificar la validez de la sección asignada. A continuación se detallan las comprobaciones realizadas.

GENERACION DE HIPÓTESIS Y COMBINACIONES DE ACCIONES

La generación de las hipótesis y combinaciones de acciones para comprobaciones se realiza siguiendo las indicaciones de los Art. 4.2.2 y Art. 4.3.2 del DB-SE.

Para situaciones normales de diseño se obtienen según las expresiones:

$$\bullet \quad \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \left| \text{permanentes/transitorias E.L.U} \right.$$

$$\bullet \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \left| \text{características/poco probables E.L.S)} \right.$$

Para otras situaciones de diseño las expresiones de generación son:

$$\bullet \quad \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{accidentales E.L.U})$$

$$\bullet \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \left| (\text{sísmicas E.L.U}) \right.$$

$$\bullet \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \left| (\text{frecuentes E.L.S}) \right.$$

$$\bullet \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{casi permanentes E.L.S})$$

Siendo:

- $G_{k,j}$ - el valor característico de todas las acciones permanentes.
- P - el valor característico de la fuerza de pretensado
- A_d - el valor de cálculo de una acción accidental
- $Q_{k,1}$ - el valor característico de la acción variable principal
- $Q_{k,i}$ - el valor característico de cada una de las acciones variables restantes
- $\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$ - coeficientes de seguridad según la tabla 4.1 del DB-SE
- ψ - coeficientes de simultaneidad para combinación según tabla 4.2 del DB-SE.

COMPROBACIONES EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Las siguientes comprobaciones se realizan para las combinaciones de acciones en estado límite de servicio (ELS).

DEFORMACIONES INCLUIDOS LOS DESPLAZAMIENTOS EN LOS NUDOS

La comprobación consiste en verificar que por cada una de las combinaciones de hipótesis estudiada, la máxima deformación vertical en cualquier punto de una viga (incluidos sus nudos extremos) debe ser inferior a un valor de comprobación obtenido de dividir la luz total por un coeficiente que depende del uso de la viga:

$$\delta_{\max} = \delta_z \leq \frac{L}{f_3}$$

Siendo:

δ_z	Desplazamiento total vertical en el punto de máxima deformación (m).
L	Luz o longitud del conjunto de barras entre dos soportes (m).
f_3	Limitación impuesta a la flecha según el uso de la viga (ver tabla siguiente).

Limitación de flecha (DB-SE / Art. 4.3.3.1)	f_3
Vigas de forjado con pavimentos rígidos con juntas	400
Vigas de forjado con pavimentos rígidos sin juntas o tabiques frágiles	500
Cualquier otro elemento cuya deformación afecte al buen servicio o aspecto de la estructura	300

DEFORMACIONES LOCALES (SIN TENER EN CUENTA LOS DESPLAZAMIENTOS EN LOS NUDOS)

La comprobación consiste en que la máxima deformación total producida en la barra por cada una de las combinaciones de hipótesis estudiadas, sin tener en cuenta los desplazamientos de los nudos extremos, debe ser inferior a un valor de comprobación obtenido de dividir la longitud total por un coeficiente que depende del uso de la viga:

$$\delta_{\max} = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2} \leq \frac{L}{f_3}$$

Siendo:

dx', dy', dz'	Deformación máxima según los ejes locales x' , y' y z' de la barra (m).
L	Luz o longitud de la barra aislada (m).
f_3	Limitación impuesta a la flecha según el uso de la viga. (ver tabla apartado anterior).

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES TOTALES

Esta validación consiste en asegurar que los desplazamientos horizontales cualquier nudo de la estructura estén acotados. El valor límite de las deformaciones depende de la altura del nudo y del tipo de edificio:

$$\delta_{\max} = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \leq \frac{C_z}{f_1}$$

Siendo:

dx	Desplazamiento en el eje global horizontal X (m).
dy	Desplazamiento en el eje global horizontal Y (m).
C_z	Altura absoluta del nudo (medida desde la base o nudo de inferior cota en metros).
f_1	Limitación impuesta a la flecha. Los valores típicos se muestran en la tabla siguiente:

Edificios	f_1	f_2
Todos, combinaciones características	500	250
Todos, combinaciones frecuentes	500	250

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES POR PLANTA

En el nudo superior de la barra se comprobará que la deformación horizontal que se produce exclusivamente en esa planta no supere un valor que depende de la longitud del pilar y del tipo de edificio:

$$\delta_{\max} = \sqrt{(\delta_{x,i}^2 + \delta_{y,i}^2) - (\delta_{x,j}^2 + \delta_{y,j}^2)} \leq \frac{L}{f_2}$$

Siendo:

d_{xi}, d_{xj}	Desplazamiento según el eje global horizontal X del nudo i y del nudo j (m).
d_{yi}, d_{yj}	Desplazamiento según el eje global horizontal Y del nudo i y del nudo j (m).
L	Altura de la planta (m). Distancia entre el nudo i y el nudo j.
f_2	Limitación impuesta a la flecha según el tipo de edificio (ver tabla anterior).

COMPROBACIONES EN EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

A continuación se detallan las comprobaciones que se realizan para las combinaciones de hipótesis del estado límite último (ELU).

CLASIFICACION DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE LAS BARRAS

Previo al proceso de comprobación de las barras se realiza la clasificación de las secciones con el objetivo de identificar aquellas en las que es posible considerar la distribución plástica de tensiones en la sección transversal (clases 1 y 2) sin que aparezcan fenómenos de inestabilidad en las chapas comprimidas. Igualmente, esta clasificación es empleada para detectar los casos en los que no es válido utilizar la hipótesis de distribución de tensiones anterior (clases 3 y 4) y habilitar, si fuese necesario, las comprobaciones de inestabilidad local pertinentes.

La clasificación se hace para todas las combinaciones de acciones activas y las secciones se definen de la clase más desfavorable de entre todas las de las chapas que la componen. El procedimiento utilizado corresponde al definido en el apartado 5.2.4 del DB SE-A.

AGOTAMIENTO DE SECCIONES

Las siguientes ecuaciones se aplican para todas las combinaciones de acciones activas, y a cada sección de la barra (según el número de divisiones establecido). La comprobación se realiza de dos formas diferenciadas según se trate de secciones plásticas y compactas o de secciones elásticas y esbeltas.

En el primer caso se utilizan los módulos plásticos de flexión respecto a los ejes principales de inercia, mientras que en el segundo la comprobación se realiza en determinados puntos de la sección considerados críticos, según la forma de la sección y empleando los módulos de flexión elásticos y el resto de valores estáticos de esta.

En el artículo 6.2 del DB SE-A se especifican las expresiones de comprobación y las condiciones de aplicación de las mismas.

Agotamiento por Cortante

$$\frac{V_{Ed(x+y)}}{A_{v(x+y)}} \cdot 10 = \tau_{Ed(x+y)} \leq \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (\text{secciones de clase 1 ó 2})$$

$$-\frac{V_{Edy} (S_{x,i} \cdot I_y - S_{y,i} \cdot I_{xy})}{e_{0,i} (I_x \cdot I_y - I_{xy}^2)} \cdot 100 - \frac{V_{Edx} (S_{y,i} \cdot I_x - S_{x,i} \cdot I_{xy})}{e_{0,i} (I_x \cdot I_y - I_{xy}^2)} \cdot 100 = \tau_{Ed,i} \leq \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (\text{clase 3 ó 4})$$

Siendo:

$V_{Ed(X \text{ ó } Y)}$	Cortante de cálculo que actúa en la sección analizada según los ejes locales X ó Y en kN
$t_{Ed(X \text{ ó } Y)}$	Tensión tangencial ponderada que se alcanza en la sección analizada según los ejes locales X ó Y en N/mm ² .
$t_{Ed,i}$	Tensión tangencial ponderada que se alcanza en el punto crítico de la sección analizada en N/mm ² .
$S_{X,i}$	Momento estático en el punto crítico respecto al eje principal de inercia X en cm ³
$S_{Y,i}$	Momento estático en el punto crítico respecto al eje principal de inercia Y en cm ³
I_X	Momento de inercia respecto al eje principal de inercia X en cm ⁴
I_Y	Momento de inercia respecto al eje principal de inercia Y en cm ⁴
I_{XY}	Producto de inercia en cm ⁴ .
$e_{0,i}$	Espesor de la chapa en el punto crítico i en mm.
f_{yd}	Resistencia de cálculo del material en N/mm ² .
$A_{V(X \text{ ó } Y)}$	Área efectiva resistente a cortante según los ejes locales X ó Y en cm ²

Agotamiento por flexión, tracción, compresión (Interacción de esfuerzos)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{p1,Rd}} + \frac{M_{XEd}}{M_{Xp1,Rd}} + \frac{M_{YEd}}{M_{Yp1,Rd}} \right) \cdot f_{yd} = \sigma_{Ed} \leq f_{yd} \quad (\text{secciones de clase 1 ó 2})$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,i}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,i,XY}^2} = \sigma_{VM,i,Ed} \leq f_{yd} \quad (\text{secciones de clase 3 ó 4})$$

Siendo:

S_{Ed}	Tensión de comprobación que se alcanza en la sección (clases 1 y 2) en N/mm ² .
$S_{VM,iEd}/S_{Ed,i}$	Tensión de comprobación en el punto crítico i de la sección (clases 3 y 4) en N/mm ² , calculada según criterio de agotamiento elástico de Von Mises.
$t_{Ed,iXY}$	Tensiones ponderadas normal y tangencial que se alcanzan en el punto crítico i de la sección en N/mm ² , calculadas por métodos tradicionales.
N_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo axial en la sección en kN.
M_{XEd}	Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia X de la sección en kN·m.
M_{YEd}	Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia Y de la sección en kN·m.
$N_{p1,Rd}$	Valor de cálculo del esfuerzo axial resistente de la sección en kN, calculadoa como: $N_{p1,Rd} = A \cdot f_{yd}$
$M_{Xp1,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia X en kN·m, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje X, calculado según la expresión: $M_{Xp1,Rd} = W_X \cdot f_{yd}$
$M_{Yp1,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia Y en kN·m, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje Y, calculado según la expresión: $M_{Yp1,Rd} = W_Y \cdot f_{yd}$

En las secciones esbeltas (clase 4) de perfiles conformados la comprobación de agotamiento se realiza obteniendo los valores estáticos de la sección efectiva de cada ciclo de cálculo y admitiendo distribuciones elásticas de tensiones en las chapas.

Para secciones esbeltas (clase 4) de perfiles laminados, la comprobación se realiza considerando la distribución elástica de tensiones en los elementos y se habilita la comprobación de pandeo local y abolladura del alma por cortante con el objetivo de restringir la posibilidad de inestabilidad de las chapas comprimidas.

RESISTENCIA A TRACCIÓN SIMPLE

Esta ecuación se aplica a todas las combinaciones de hipótesis activas y a cada sección de la barra (según el número de divisiones establecido) siempre que el esfuerzo axial sea de tracción. Según el apartado 6.2.3 del DB SE-A:

$$\frac{N_{TEd}}{A} \cdot 10 = \sigma_{Ed} \leq f_{yd}$$

Siendo:

σ_{Ed}	Tensión de comprobación que se alcanza en la sección en N/mm ² .
N_{TEd}	Esfuerzo axial ponderado en kN.
A	Área de la sección en cm ² .
f_{yd}	Resistencia de cálculo del material en N/mm ² .

ESBELTEZ MÁXIMA

En esta comprobación se verifica que la esbeltez mecánica reducida de la barra no supere el valor predefinido por defecto o fijado por el usuario. La norma DB SE-A, en su artículo 6.3.2.1 (Tabla 6.3) limita este valor a 2.0 en elementos principales y a 2.4 en elementos secundarios o arriostramientos.

El cálculo de la esbeltez mecánica reducida de piezas simples de sección constante se ha realizado utilizando las siguientes ecuaciones:

$1_k = 1 \cdot b \cdot 100$	Longitud efectiva de pandeo en cm
$\lambda = \frac{1_k}{i}$	Esbeltez mecánica de la barra
$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}}$	Esbeltez reducida de la barra

Siendo:

l	Longitud real de la pieza en m.
b	Coefficiente de esbeltez.
i	Radio de giro en cm. de la sección bruta de la pieza respecto al eje principal de inercia perpendicular al plano de pandeo considerado.
f_y	Límite elástico del material en N/mm ² .
E	Módulo de elasticidad del material en N/mm ² .

El cálculo del coeficiente de esbeltez b puede realizarse por dos métodos:

1. Método de Julián y Lawrence, descrito en el apartado 3.2.4.4 de la norma NBE-EA-95
2. Método asimétrico. Apropiado para construcciones de baja altura con pilares articulados en sus bases.

Ambos métodos son aplicables a edificios traslacionales e intraslacionales y su utilización no contiene diferencias significativas respecto al método indicado en el apartado 6.3.2.5 del DB SE-A.

PANDEO POR FLEXOCOMPRESION

La comprobación se realiza conforme al método desarrollado en el apartado 6.3.2 del DB SE-A considerando además la interacción de esfuerzos.

La ecuación de comprobación se aplica para todas las combinaciones de acciones en cada una de las secciones en las que se ha dividido la barra y su expresión general es:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pLRd}} + \frac{M_{xEd}}{M_{xpLRd}} + \frac{M_{yEd}}{M_{ypLRd}} \right) \cdot f_{yd} = \sigma_{Ed} \leq f_{yd}$$

Siendo:

σ_{Ed}	Tensión de comprobación que se alcanza en la sección en N/mm ² .
N_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo axial actuante en la sección en kN.
M_{xEd}	Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia X de la sección en kN·m.
M_{yEd}	Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia Y de la sección en kN·m.
$N_{p1,Rd}$	Valor de cálculo del esfuerzo axial resistente de la sección en kN, calculadoa como: $N_{p1,Rd} = A \cdot f_{yd}$
χ	Coeficiente reductor por pandeo calculado como: $\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda})^2}}$ y $\phi = 0.5 \left(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right)$
α	Coeficiente de imperfección dependiente de las curvas de pandeo de cada tipo de sección cuyo valor se obtiene de las Tablas 6.2 y 6.3 del DB SE-A
$M_{xp1,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia X en kN·m, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje X, calculado según la expresión: $M_{xp1,Rd} = W_X \cdot f_{yd}$
$M_{yp1,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia Y en kN·m, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje Y, calculado según la expresión: $M_{yp1,Rd} = W_Y \cdot f_{yd}$
f_{yd}	Resistencia de cálculo del material en N/mm ²

En secciones sin simetría o con simetría simple clasificadas como elásticas o esbeltas la comprobación tiene en cuenta el incremento del esfuerzo flexor que supone la excentricidad del centro de gravedad respecto al borde comprimido.

PANDEO LATERAL O VUELCO LATERAL DE VIGAS

Esta comprobación se realiza en barras de sección simétrica respecto del eje principal de mayor inercia o bien con simetría puntual, y en aquellos perfiles para los que se conoce tanto el módulo de torsión como el de alabeo.

Es necesario, si existen, indicar el número de fijaciones intermedias, o lo que es lo mismo, el número de puntos de inmovilización en sentido transversal del cordón comprimido. EAwIn considera estos puntos repartidos uniformemente en la longitud del elemento constructivo.

La comprobación consiste en verificar que el máximo momento flexor ponderado que actúa sobre la viga o tramo considerado en cada combinación de acciones activa se mantenga por debajo del momento resistente a pandeo lateral de la pieza, expresado de la forma:

$$M_{LT,Rd} = c_{LT} \cdot W \cdot f_{yd} \cdot 10^{-3}$$

Siendo:

f_{yd}	Resistencia de calculo del material en N/mm ²
W	Módulo de flexión alrededor del eje principal de mayor inercia en cm ³ .
c_{LT}	Coeficiente reductor por pandeo lateral

El cálculo del coeficiente reductor por pandeo lateral se realiza conforme a lo descrito en el apartado 6.3.3 del DB SE-A. Para ello se calcula la esbeltez reducida de pandeo lateral utilizando la ecuación siguiente.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

En la que:

f_y	Límite elástico del material en N/mm ²
M_{cr}	Momento crítico elástico de pandeo lateral del elemento en kN·m

La obtención del momento crítico elástico de pandeo lateral del elemento constructivo puede hacerse por cualquiera de los métodos clásicos de la teoría de la elasticidad. EAwIn, utiliza el método desarrollado en el Tomo I, pág. 8.6 del libro *Estructuras de Acero* de Argüelles.

Calculada la esbeltez reducida de pandeo lateral, el coeficiente reductor se calcula como:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2}}, \text{ siendo } \phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2)$$

El factor de imperfección α_{LT} para pandeo lateral se obtiene de la tabla 6.10 del DB SE-A a partir de las características del perfil del elemento.

PANDEO LOCAL Y ABOLLADURA DEL ALMA DE VIGAS LLENAS

Esta comprobación se realiza para aquellas secciones susceptibles de experimentar fenómenos de inestabilidad local (clases 3 y 4) en las que, la distribución de tensiones en sus chapas se determina por los métodos elásticos clásicos.

EAwIn complementa lo indicado en el apartado 6.3.3.3 del DB SE-A, con el método desarrollado en el apartado 3.4.6 de la NBE EA-95, siendo necesario conocer previamente el número de rigidizadores transversales repartidos uniformemente a lo largo de la longitud del elemento constructivo.

EAwIn supondrá que siempre hay dos rigidizadores en los extremos y el número definido anteriormente se suponen situados en el interior.

Para conocer cuantos rigidizadores deben disponerse en el elemento, el programa permite que el usuario introduzca el número habilitando la comprobación de pandeo local en la carpeta de comprobaciones del cuadro de propiedades de elemento constructivo.

Independientemente de lo anterior EAwIn, durante la clasificación de secciones del elemento, es capaz de identificar las secciones de clase 3 y 4 y habilitar la comprobación. En este caso, el número de rigidizadores intermedios necesarios se obtendrá durante la comprobación de abolladura del alma.

Abolladura del alma

La comprobación se limita a obtener el número de rigidizadores transversales que es necesario disponer para controlar la esbeltez de los recuadros en los que queda dividida el alma con el objetivo de evitar realizar la comprobación. La esbeltez límite máxima admisible para no realizar la comprobación de abolladura por cortante se calcula como:

$$Esb_{PL} = \frac{d}{t} \leq F_{Ab} \cdot s$$

Siendo:

Esb _{PL}	Esbeltez máxima admisible del alma
d, t	Dimensiones (alto, espesor) del alma de la pieza en mm
ε	Factor por límite elástico, calculado como $\epsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}}$
F _{Esb}	Coefficiente igual a $30\sqrt{K_t}$ dependiente de las tensiones de abolladura
K _t	Coefficiente por tensiones de abolladura de valor igual a:
·	5.444 para elementos en los que no se ha dispuesto rigidizadores
·	5.34 para elementos rigidizados solo en las secciones extremas
·	4/r(1.335+r) para elementos con rigidizadores en los que (a < d)
	4/r(1.335+1) para elementos con rigidizadores en los que (a ≥ d)
a	Espaciamento entre rigidizadores en mm
ρ	Factor de valor igual a $\left(\frac{a}{d}\right)^2$

En los procesos de dimensionado, EAWin, partiendo del numero de rigidizadores transversales inicial (fijado por el usuario o no) añadirá aquellos necesarios para cumplir la condición anterior. En proceso de comprobación se limitará a comprobar la esbeltez de los recuadros.

Pandeo local del alma

La validación consiste en el cálculo de las tensiones críticas ideales: $s_{cr,i}=k_1 \cdot s_E$ y $t_{cr,i}=k_2 \cdot s_E$ donde los coeficientes k_1 y k_2 dependen de la relación entre lados de cada recuadro y las tensiones normales y tangenciales que se alcanzan en su interior, y s_E es la tensión crítica de Euler que viene dada por la expresión:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{e}{h_a} \right)^2$$

Siendo:

E	Módulo de elasticidad en kg/cm ² .
ν	Módulo de Poisson.

Conocidos los valores, calculados por métodos elásticos, de la tensión normal y tangencial máximas: s_1^* y t^* se obtiene la tensión de comprobación ideal.

$$\sigma_{o,i} = \frac{\sqrt{\sigma_1^{*2} + 3 \cdot t^{*2}}}{\frac{1+\psi}{4} \cdot \frac{|\sigma_1^*|}{\sigma_{o,i}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1^*}{\sigma_{o,i}} \right)^2 + \left(\frac{t^*}{\tau_{o,i}} \right)^2}}$$

Si la tensión de comprobación ideal resultante es superior al límite de proporcionalidad ($0.8 f_y$), el programa aplica automáticamente el coeficiente de reducción anelástica K_r , comprobando que:

$$\sigma_{o,r} = \sqrt{K_r} \cdot \sigma_{o,i} \geq \sqrt{\sigma_1^{*2} + 3 \cdot t^{*2}}$$

Para finalizar, EAWin calcula el espesor mínimo de los rigidizadores para que se puedan considerar ultrarrígidos, comprobándolos a flexocompresión según lo indicado en el apartado 6.3.3.3 del DB SE-A.

COMPROBACIÓN DE PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO

Estos perfiles están preclasificados como elásticos (clase 3). Su comprobación de agotamiento tiene en cuenta los efectos de combadura y abolladura, por lo que no es necesario activar estas opciones.

De forma abreviada, el cálculo se basa en considerar que sólo la parte efectiva de las chapas de la sección contribuye a resistir los esfuerzos de compresión. Esta sección efectiva se calcula por procedimientos iterativos y se usa para obtener las tensiones elásticas normales y tangenciales reales que intervienen en las ecuaciones de comprobación.

El procedimiento utilizado es el que aparece descrito en la norma EA-95 parte 4.

Esta versión del producto no realiza cálculos especiales para elementos sometidos a cargas concentradas o de pandeo por flexión y torsión.

MÉTODO DE COMPROBACIÓN PARA BARRAS DE HORMIGÓN

Una vez realizado el cálculo matricial de la estructura y obtenidas las leyes de esfuerzos y deformaciones para todos los efectos generados a partir de las hipótesis de cálculo, de acuerdo con el artículo 13º de la EHE “Combinación de acciones”. Se comienza la fase de comprobación y dimensionamiento de las barras de hormigón; para ello se agrupan las barras en elementos constructivos (vigas, pilares, o tirantes). Un elemento constructivo es un grupo de barras unidas geoméricamente, de comportamiento y características (tipo de material) similares, que constituye el elemento básico para el cálculo y comprobación de la armadura (por ejemplo: un dintel de un edificio).

Una vez estén agrupadas las barras en elementos constructivos; comienza el cálculo y comprobación del mismo; para ello se discretiza el elemento constructivo en un número adecuado de secciones, sobre las que efectuará las comprobaciones que marca la normativa de Hormigón Estructural EHE; en cuanto a estado límite último y estado límite de servicio.

Sobre cada sección del elemento constructivo se realizan los siguientes cálculos y comprobaciones para cada uno de los efectos provenientes de las hipótesis de cálculo:

1. *Determina la armadura necesaria en función de los esfuerzos que solicitan la sección (flexión simple o compuesta, compresión simple o compuesta, tracción simple o compuesta, flexión esviada simétrica o asimétrica) y el tipo de elemento al que pertenezca la sección (pilar, viga, o tirante). Para ello utiliza las fórmulas del Anejo 8 de la EHE “Cálculo simplificado de secciones en Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales”, y otros métodos obtenidos de diversa bibliografía técnica. Además se tiene en cuenta la inestabilidad a pandeo del elemento de acuerdo con el método aproximado expuesto en el artículo 43º de la EHE “Estado límite de inestabilidad”.*
2. *Determina los dominios de deformación de la sección, y calcula y comprueba las tensiones y deformaciones sobre el material, con vistas a establecer la validez de la armadura y determinar el tipo de cuantía mínima mecánica a aplicar en la sección (artículo 42º de la EHE “Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales”).*
3. *Establece la cuantía mínima geométrica a aplicar en función del elemento constructivo que sea (pilar o viga) (Art. 42º de la EHE “Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales”).*

4. *Calcula la armadura necesaria transversal en función de los cortantes que solicitan la sección y del momento torsor; de acuerdo con el artículo 44° “Estado límite de agotamiento frente a cortante” y 45° “Estado límite de agotamiento por torsión en elementos lineales” de la EHE. Para ello compara los cortantes solicitantes con los cortantes de agotamiento de la sección; y el torsor solicitante con los de agotamiento de la sección.*
5. *Comprueba la interacción torsión combinada con flexión y axil; determinando la armadura longitudinal de refuerzo debida a torsión. (Art. 45.3.2.1 de la EHE). Y comprueba la interacción torsión combinada con cortante para evitar compresiones excesivas en el hormigón (Art. 45.3.2.2. de la EHE).*
6. *Establece las disposiciones relativas a las armaduras (Art. 42.3.1 , 44.2.3.4 y 45.2.3. de la EHE); en cuanto a separación máxima y cuantía mínima de la armadura transversal, diámetro mínimo de la armadura transversal y decalaje de la ley de momentos para soportar el incremento de tracción debida al cortante.*
7. *Se comprueba que la profundidad de la fibra neutra de la sección sea inferior al 45% del canto útil de la misma; siempre que se esté trabajando con esfuerzos redistribuidos en el elemento (análisis lineal con redistribución limitada), en lugar de los esfuerzos obtenidos del cálculo lineal. (Art. 21.4 de la EHE). (El trabajar con esfuerzos redistribuidos o no es configurable por el usuario).*
8. *Se comprueba la fisuración de la sección en estado límite de servicio y para las hipótesis cuyo carácter (cuasipermanente, frecuente o poco probable) defina el usuario. Se comprueba tanto la aparición de fisuras por compresión (limitando la tensión sobre el hormigón), como la aparición de fisuras por tracción (limitando la abertura máxima de fisura) (Art.49.2 de la EHE).*
9. *Se establecen limitaciones relativas a la separación de las armaduras transversales, para controlar así la fisuración por torsión y esfuerzos cortantes. (Art. 49.3 y 49.4 de la EHE).*
10. *Se comprueba el estado límite de deformación controlando tanto la flecha total, como la flecha activa, (obtenidas como suma de la flecha instantánea y diferida). El cálculo se realiza en base al historial de cargas introducido; haciéndose un análisis temporal de la deformación de la pieza; teniendo en cuenta la variación con el tiempo de las características del hormigón y la inercia fisurada de la sección, (obtenida con la fórmula de Branson). (Art. 50° de la EHE)*
11. *En el caso de estar la sección sometida a compresión simple o compuesta, se comprueba que no se rebase la cuantía máxima de armadura longitudinal establecida en el artículo 42.3.3 de la EHE.*

Una vez calculada y comprobada la armadura de cada una de las secciones del elemento constructivo; se distribuye a lo largo de este, determinando las longitudes de anclaje, empalme y doblado necesarias para el correcto funcionamiento de la armadura. Todo ello calculado a partir de

lo prescrito en el artículo 66 de la EHE “Elaboración de ferralla y colocación de las armaduras pasivas”.

ESFUERZOS EN NUDOS (ENVOLVENTE)

ESFUERZOS (ENVOLVENTE)												
Todas las hipótesis												
Barra	F _x ⁺ (kN)	F _x ⁻ (kN)	F _y ⁺ (kN)	F _y ⁻ (kN)	F _z ⁺ (kN)	F _z ⁻ (kN)	M _x ⁺ (kN·m)	M _x ⁻ (kN·m)	M _y ⁺ (kN·m)	M _y ⁻ (kN·m)	M _z ⁺ (kN·m)	M _z ⁻ (kN·m)
Nudo 230												
230-241	10,33	-9,13	20,27	0,00	85,59	0,00	6,13	0,00	0,00	-112,28	0,64	0,00
242-230	11,40	0,00	102,66	-22,74	166,35	0,00	52,31	-11,24	10,69	0,00	4,45	-22,48
230-211	0,00	-79,17	0,00	-142,41	0,00	-281,11	2,43	-57,98	77,06	0,00	23,38	-5,47
Elemento Interno 1	94,91	0,00	36,20	0,00	8,64	0,00	0,23	-0,52	7,81	0,00	0,90	-0,32
Elemento Interno 2	0,00	-22,48	25,24	0,00	19,82	0,00	4,92	0,00	16,82	0,00	0,00	-0,89
Total	116,64	-110,78	184,37	-165,15	280,40	-281,11	66,03	-69,75	112,38	-112,28	29,37	-29,15
Nudo 225												
234-225	9,12	-10,33	21,66	0,00	96,44	0,00	6,55	0,00	110,34	0,00	0,00	-0,69
225-235	0,00	-12,46	63,39	-57,30	158,83	0,00	32,45	-29,20	0,00	-8,77	14,43	-11,69
205-225	81,94	0,00	0,00	-101,80	0,00	-279,52	20,06	-38,00	0,00	-81,30	13,13	-15,03
Elemento Interno 1	0,00	-96,41	36,33	0,00	5,71	0,00	0,52	-0,25	0,00	-6,12	0,20	-1,05
Elemento Interno 2	22,28	0,00	24,11	0,00	17,83	0,00	4,38	0,00	0,00	-15,77	0,70	0,00
Total	113,34	-119,20	145,49	-159,10	278,81	-279,52	63,96	-67,44	110,34	-111,96	28,45	-28,45
Nudo 268												
268-276	0,00	-37,70	0,00	-13,31	93,15	0,00	0,00	-4,10	0,00	-121,83	0,00	-0,47
278-268	0,00	-97,36	0,00	-178,96	0,00	-137,92	0,00	-201,08	131,20	0,00	63,90	0,00
268-255	26,54	0,00	240,68	0,00	39,91	0,00	208,34	0,00	2,49	-17,21	0,00	-57,15
Elemento Interno 1	2,30	0,00	0,00	-12,18	11,53	0,00	0,00	-0,41	9,32	0,00	1,32	0,00
Elemento Interno 2	106,23	0,00	0,00	-36,23	0,00	-7,37	0,00	-2,89	1,06	-3,26	0,00	-7,36
Total	135,06	-135,06	240,68	-240,68	144,59	-145,29	208,34	-208,48	144,07	-142,29	65,22	-64,99
Nudo 246												
256-246	49,77	0,00	2,27	-1,43	100,86	0,00	0,67	-0,43	94,25	0,00	0,04	0,00
235-246	1,31	0,00	342,93	0,00	0,00	-41,79	295,43	0,00	0,00	-22,67	81,22	0,00
246-257	38,88	0,00	0,00	-336,98	0,00	-51,99	0,00	-295,24	0,00	-68,41	0,00	-83,94
Elemento Interno 1	0,00	-38,26	2,57	-1,71	0,00	-1,31	1,43	0,00	0,00	-2,65	0,00	-3,13
Elemento Interno 2	0,00	-51,69	3,38	-10,98	0,00	-6,46	0,00	-2,10	0,00	-0,66	5,83	0,00
Total	89,96	-89,96	351,15	-351,11	100,86	-101,55	297,53	-297,77	94,25	-94,38	87,09	-87,08
Nudo 220												
220-229	17,15	0,00	0,00	-29,82	121,94	0,00	0,00	-8,88	0,00	-142,18	0,00	-0,64
220-208	0,00	-37,42	0,00	-436,56	372,81	0,00	0,00	-428,54	154,25	0,00	93,67	0,00
211-220	0,00	-72,37	510,10	0,00	0,00	-546,87	438,71	0,00	0,00	-42,54	0,00	-98,74
Elemento Interno 1	47,66	0,00	14,44	0,00	30,44	0,00	0,00	-2,13	18,46	0,00	0,99	-0,04
Elemento Interno 2	45,00	0,00	0,00	-58,16	21,13	0,00	0,85	0,00	12,02	0,00	4,76	0,00
Total	109,82	-109,78	524,54	-524,54	546,32	-546,87	439,55	-439,55	184,73	-184,73	99,42	-99,43
Nudo 257												
267-257	37,74	0,00	0,00	-21,28	105,05	0,00	0,00	-6,49	121,02	0,00	0,69	0,00
246-257	0,00	-33,12	273,50	0,00	43,76	0,00	225,13	0,00	21,93	0,00	63,87	0,00
257-263	106,11	0,00	0,00	-201,78	0,00	-152,64	0,00	-215,35	0,00	-137,17	0,00	-71,39
Elemento Interno 1	0,00	-0,59	0,00	-12,57	11,71	0,00	0,03	-0,39	0,00	-9,29	0,00	-1,10
Elemento Interno 2	0,00	-110,15	0,00	-37,88	0,00	-8,57	0,00	-3,15	3,78	-0,56	7,61	0,00
Total	143,86	-143,86	273,50	-273,50	160,51	-161,21	225,16	-225,39	146,74	-147,01	72,17	-72,49
Nudo 215												

224-215	0,00	-17,14	0,00	-24,85	133,06	0,00	0,00	-7,38	141,45	0,00	0,50	0,00
203-215	41,94	0,00	0,00	-367,60	342,28	0,00	0,00	-376,73	0,00	-155,61	0,00	-78,86
215-205	68,52	0,00	433,91	0,00	0,00	-520,97	385,90	0,00	40,59	0,00	84,73	0,00
Elemento Interno 1	0,00	-51,33	14,07	0,00	25,68	0,00	0,00	-2,04	0,00	-15,79	0,00	-1,48
Elemento Interno 2	0,00	-42,03	0,00	-55,53	19,40	0,00	0,44	0,00	0,00	-10,64	0,00	-4,90
Total	110,46	-110,50	447,97	-447,97	520,42	-520,97	386,34	-386,15	182,04	-182,04	85,24	-85,24
Nudo 242												
242-254	0,00	-37,15	0,00	-4,10	90,03	0,00	0,00	-1,20	0,00	-107,10	0,00	-0,02
242-230	0,00	-42,96	212,90	0,00	0,00	-116,09	219,10	0,00	77,43	0,00	0,00	-58,20
255-242	2,45	-7,07	0,00	-242,80	23,53	0,00	0,00	-219,77	20,30	0,00	57,45	0,00
Elemento Interno 1	81,30	0,00	19,74	0,00	0,00	-3,59	1,09	0,00	1,15	0,00	4,06	0,00
Elemento Interno 2	8,37	-8,35	14,34	0,00	5,53	0,00	1,26	0,00	8,22	0,00	0,00	-3,30
Total	92,12	-95,53	246,98	-246,91	119,09	-119,67	221,45	-220,97	107,10	-107,10	61,52	-61,52
Nudo 255												
255-266	0,00	-49,75	2,25	-1,68	90,62	0,00	0,67	-0,50	0,00	-95,94	0,00	-0,04
255-242	0,00	-4,28	305,81	0,00	0,00	-39,53	270,35	0,00	27,55	0,00	0,00	-71,82
268-255	0,00	-35,62	0,00	-301,87	0,00	-45,01	0,00	-270,27	64,61	0,00	74,16	0,00
Elemento Interno 1	40,64	0,00	3,61	-0,93	0,00	-1,31	1,36	0,00	2,67	0,00	3,27	0,00
Elemento Interno 2	49,00	0,00	4,60	-10,70	0,00	-5,47	0,03	-1,93	1,12	0,00	0,00	-5,60
Total	89,64	-89,64	316,26	-315,18	90,62	-91,31	272,41	-272,70	95,95	-95,94	77,44	-77,46
Nudo 235												
245-235	37,14	0,00	0,00	-0,36	100,90	0,00	0,00	-0,07	105,03	0,00	0,00	-0,07
235-246	6,76	-1,50	0,00	-286,00	20,80	0,00	0,00	-245,37	0,00	-22,07	0,00	-67,49
225-235	43,68	0,00	254,50	0,00	0,00	-122,28	243,78	0,00	0,00	-74,67	68,19	0,00
Elemento Interno 1	0,00	-79,67	18,98	0,00	0,00	-4,40	1,25	0,00	0,00	-0,78	0,00	-3,99
Elemento Interno 2	6,10	-9,89	12,92	0,00	4,43	0,00	0,98	0,00	0,00	-7,51	3,36	0,00
Total	93,69	-91,07	286,41	-286,36	126,13	-126,69	246,02	-245,45	105,03	-105,03	71,55	-71,55

DIÁMETROS EQUIVALENTES SECCIÓN EN VIGAS LARGAS

DIÁMETROS EQUIVALENTES EN ESQUINAS DE SECCIÓN RECTANGULAR				
E.C.	Inferior izquierda	Inferior derecha	Superior izquierda	Superior derecha
EC 148-251	1Ø16	1Ø16	1Ø16	1Ø16
EC 141-270	1Ø16	1Ø16	1Ø16	1Ø16

DIÁMETROS EQUIVALENTES EN CARAS DE SECCION RECTANGULAR				
E.C.	Inferior	Superior	Izquierda	Derecha
EC 148-251	1Ø20	1Ø16	1Ø16	1Ø16
EC 141-270	1Ø20	1Ø16	1Ø16	1Ø16

DIÁMETROS EQUIVALENTES SECCIÓN EN VIGAS CORTAS

DIÁMETROS EQUIVALENTES EN ESQUINAS DE SECCIÓN RECTANGULAR				
E.C.	Inferior izquierda	Inferior derecha	Superior izquierda	Superior derecha
EC 195-189	1Ø16	1Ø16	1Ø16	1Ø16
EC 270-251	1Ø16	1Ø16	1Ø16	1Ø16

DIÁMETROS EQUIVALENTES EN CARAS DE SECCION RECTANGULAR				
E.C.	Inferior	Superior	Izquierda	Derecha
EC 195-189	1Ø16	1Ø16	1Ø16	1Ø16
EC 270-251	1Ø16	1Ø16	1Ø16	1Ø16

DIÁMETROS EQUIVALENTES SECCIÓN EN PILARES


DIÁMETROS EQUIVALENTES EN ESQUINAS DE SECCIÓN RECTANGULAR				
E.C.	Inferior izquierda	Inferior derecha	Superior izquierda	Superior derecha
EC 260-270	1Ø12	1Ø12	1Ø12	1Ø12
EC 239-251	1Ø12	1Ø12	1Ø12	1Ø12
EC 191-205	1Ø12	1Ø12	1Ø12	1Ø12
EC 199-211	1Ø12	1Ø12	1Ø12	1Ø12

DIÁMETROS EQUIVALENTES EN CARAS DE SECCION RECTANGULAR				
E.C.	Inferior	Superior	Izquierda	Derecha
EC 260-270	1Ø12	1Ø12	1Ø12	1Ø12
EC 239-251	1Ø12	1Ø12	1Ø12	1Ø12
EC 191-205	1Ø12	1Ø12	1Ø12	1Ø12
EC 199-211	1Ø12	1Ø12	1Ø12	1Ø12

MEDICIÓN DE LAS BARRAS DE ACERO

MEDICIÓN DE ACERO POR SERIE			
Serie	Secciones	Longitud (m)	Peso (kg)
Perfiles UPN	UPN-300	33,650	1.554,639
Perfiles IPE	IPE-300	38,000	1.603,605
Total			3.158,244

MEDICIÓN DE ACERO POR FUNCION	
Función	Peso (kg)
Viga	3.158,244
Total	3.158,244

 ArcelorMittal Cofra 5	Forjados ampliación zona pediátrica planta baja		EC4
	Project name:	Forjado de cubrición vaso de piscina planta baja	
	Project address:	Av. de Córdoba, s/n, Usera - 28041	Spain
	Remarks:	no comment	

FULL OUTPUT

Note: Section designed according to EN1994-1

Construction stage

Γ_{δ}	=	0.2	<= 1.00	Deflection
$\Gamma_{M,+}$	=	0.23	<= 1.00	Sagging bending moment
$\Gamma_{R,Ex}$	=	0.11	<= 1.00	Reaction at end support
$\Gamma_{M,-}$	=	-1	<= 1.00	Hogging bending moment
$\Gamma_{R,C}$	=	-1	<= 1.00	Reaction at internal support
Γ_{RM}	=	-1	<= 1.00	Combined bending moment and support reaction

Composite slab


Γ_{M+}	=	0.16	<= 1.00	Sagging bending moment
Γ_{M-}	=	-1	<= 1.00	Hogging bending moment
$\Gamma_{M-(L/3)}$	=	-1	<= 1.00	Hogging bending moment at L/3 from internal support
Γ_{LR1}	=	0.17	<= 1.00	Longitudinal shear by partial connexion method
Γ_{VR1}	=	0.36	<= 1.00	Vertical shear - End support
Γ_{VR2}	=	0.36	<= 1.00	Vertical shear - internal support
Γ_{FL}	=	0.05	<= 1.00	Deflection control
Γ_{Vi}	=	0.08	<= 1.00	Vibration control
Γ_{VP}	=	-1	<= 1.00	Punching
Γ_{Fs}	=	0.39	<= 1.00	Cracking control

Fire resistance

Γ_{ST}	=	0.9	<= 1.00	Thermal insulation
Γ_{RF}	=	0.32	<= 1.00	Load bearing criterion
$\Gamma_{RF(L/3)}$	=	-1	<= 1.00	Load bearing criterion at L/3 from internal support
$\Gamma_{RF_recommended}$	=	-1	<= 1.00	Free span moment - recommended checking

Note: Check imperatively whether the assumptions comply with project specifications and project plan.

Date	Username: GMR	Page 1 / 7
06/03/2025	Company: GMR ARQUITECTURA	

	Forjados ampliación zona pediátrica planta baja		EC4
	Project name:	Forjado de cubrición vaso de piscina planta baja	
	Project address:	Av. de Córdoba, s/n, Usera - 28041	Spain
	Remarks:	no comment	

1. Project Data

a. Profile Data: cofraplus60 / 1mm / noperce

Characteristics	Values	Unit
Thickness of profiled steel sheeting	1	mm
Self-weight of profiled steel sheeting	11.37	kg/m ²
Height of profile	58	mm
Effective width of profile	1035	mm
Cross-sectional area of profile	1220	mm ² /m
Second moment of area of the profile	60.08	cm ⁴ /m
Position of neutral axis of profile	33.7	mm
Reduction of concrete	35	mm
Sagging resistance moment of profile	6.59	kNm/m
End support reaction resistance of profile	35.84	kN/m
Internal support widths	60, 160	kN/m
Maximum hogging resistance moment of profile	6.21, 7.1	kNm/m
Maximum internal reaction resistance of profile	35.98, 55.95	kN/m
Empirical factor for design shear resistance (m)	230.09	N/mm ²
Empirical factor for design shear resistance (k)	-0.06	
Longitudinal shear strength of a composite slab $\tau_{u,Rk}$	0.1	N/mm ²

b. Composite slab

Spans:

Span →	1	2	3	4	5
Span (m)	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53

Static system:

isostatique

Overall slab depth:

150


(mm)

Screed:

0

(mm)

Date	Username: GMR	Page
06/03/2025	Company: GMR ARQUITECTURA	
		2 / 7

	Forjados ampliación zona pediátrica planta baja		EC4
	Project name:	Forjado de cubrición vaso de piscina planta baja	
	Project address:	Av. de Córdoba, s/n, Usera - 28041	Spain
	Remarks:	no comment	

c. Construction stage

Number of spans / steel sheet:

Steel sheet	1	2	3	4	5
Number spans	1	1	1	1	1

Number of props/span:

Span →	1	2	3	4	5
Number props	0	0	0	0	0

Note: for $N > 0$, prop must be placed at $1/(N+1)$ of span

Prop width: (mm)

End support width: 50 (mm)

Internal support width: 100 (mm)

d. Reinforcement data

Yield strength: 500

Ductility class: B

Exposure class: XC2

Structural class: S4

Minimum cover: 35 (mm)

Overall mesh: 15x15D8 Cover: 35 (mm)


Reinforcement on support: Cover: (mm)

Repartition mesh: Cover: 10 (mm)

Reinforcement in the rib: 12 in each rib Cover: 35 (mm)

Note: overall mesh shall be continuous on support

Date	Username: GMR	Page
06/03/2025	Company: GMR ARQUITECTURA	
		3 / 7

	Forjados ampliación zona pediátrica planta baja		EC4
	Project name:	Forjado de cubrición vaso de piscina planta baja	
	Project address:	Av. de Córdoba, s/n, Usera - 28041	Spain
	Remarks:	no comment	

e. Concrete data: normal / NC30/37

Concrete wet self weight	25	kN/m ³
Concrete dry self weight	24	kN/m ³
F_{ck}	30	N/mm ²
F_{ctm}	2.9	N/mm ²
E_{cm}	33000	N/mm ²

f. Project requirements

Shear bond method		partielle
Deflection limit during construction	L /	180
Deflection limit in service	L /	300
Crack control	W_{max}	
Coefficient of moment redistribution		0
Coefficient mass related to live load (frequency)		0.5
Minimum frequency		3
Fire resistance period	REI	90
Fire factor	$\Psi_{1,1} =$	0.5

g. Loads acting on slab

- Uniformly distributed load

Span →	1	2	3	4	5
Permanent loads g_{per} (kN/m ²)	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91
Live load q (kN/m ²)	10	10	10	10	10


- Line loads perpendicular to deck span

Note: Any line load is considered

- Punctual loads

Note: Any concentrated load is considered

Date	Username: GMR	Page
06/03/2025	Company: GMR ARQUITECTURA	
		4 / 7


	Forjados ampliación zona pediátrica planta baja		EC4
	Project name:	Forjado de cubrición vaso de piscina planta baja	
	Project address:	Av. de Córdoba, s/n, Usera - 28041	Spain
	Remarks:	no comment	

- Mobile axle load

Note: Any mobile load is considered

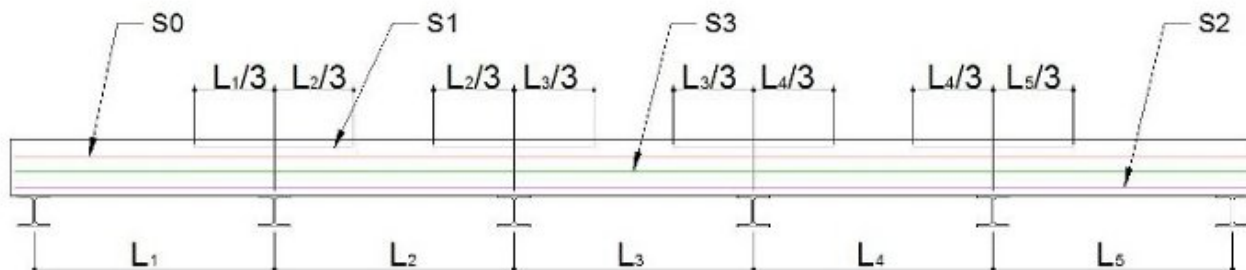
h. Partial safety factor

Material			Actions		
Steel sheet	γ_M	1	Perm. load	γ_0	1.35
Rebars	γ_{sb}	1.15	Live load	γ_q	1.5
Concrete	γ_c	1.5			
Shearing	γ_{vs}	1.25			

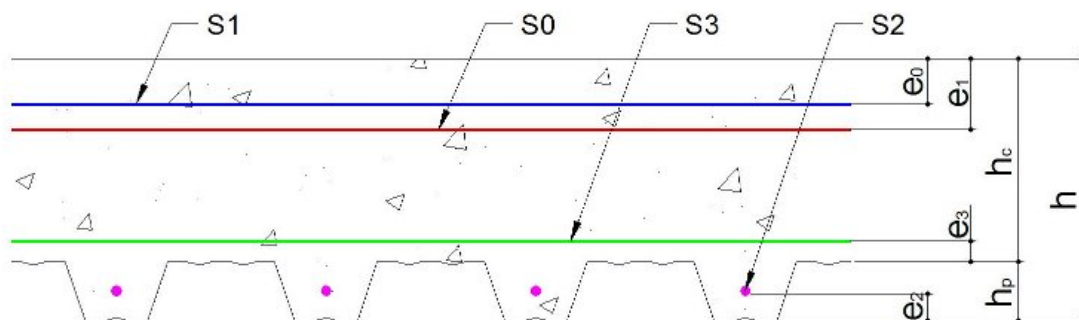
	Forjados ampliación zona pediátrica planta baja		EC4
	Project name:	Forjado de cubrición vaso de piscina planta baja	
	Project address:	Av. de Córdoba, s/n, Usera - 28041	Spain
	Remarks:	no comment	

2. Longitudinal section and cross-section

Longitudinal section



Cross section




Profile: **cofraplust60 / 1mm / noperce**

L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	L5 (m)
1.53	1.53	1.53	1.53	1.53

Anti-cracking mesh	S ₀	15x15D8
Reinforcement on support	S ₁	
Reinforcement in the rib	S ₂	12 in each rib
Repartition mesh	S ₃	

Slab depth	h_t	150	mm
Profile height	h_p	58	mm
Cover anti-cracking mesh	e_0	35	mm
Cover reinforcement on support	e_1		mm
Cover reinforcement in the rib	e_2	35	mm
Cover repartition mesh	e_3	10	mm

Date 06/03/2025	Username: GMR	Page 6 / 7
	Company: GMR ARQUITECTURA	

	Forjados ampliación zona pediátrica planta baja		EC4
	Project name:	Forjado de cubrición vaso de piscina planta baja	
	Project address:	Av. de Córdoba, s/n, Usera - 28041	Spain
	Remarks:	no comment	


3. Details EN

IMPLEMENTATION OF THE COMPOSITE DECK: Supports, props, fasteners, openings, etc. ... shall comply with the rules of Art, the guidance in "Prescription of technical requirements - CPT" and in various documents of ArcelorMittal Construction

CONCRETE: The implementation of concrete by pump is recommended. Otherwise, the concrete must be poured on the bearing elements without excessive accumulation, and immediately leveled to the depth planned.

Consumption of concrete	115	Litres/m²
Total weight of the slab	298.87	kg/m²
Overall mesh	0	kg/m²
Reinforcement on support	0	kg/m²
Repartition mesh	0	kg/m²
Reinforcement in the rib	4.29	kg/m²

Note: The quantity above are given for information, more accurate values can be calculated taking into account real conditions of the implementation on site.

Remitente		fischer  SISTEMAS DE FIJACION
Calle		
Código postal /		COMPUFIX 8.4
Tel. / Fax.		8.4.4840.25953/7a/6279
Proyecto	Forjados ampliación zona pediátrica Hospital 12 de Octubre	Página Nº 1 de la impresión
Aplicación	perfiles IPE-300 en estructura de planta baja.	Fecha: 10/03/2025
Nota		

fischer COMPUFIX: Cálculo según Guía DITE, Anexo C

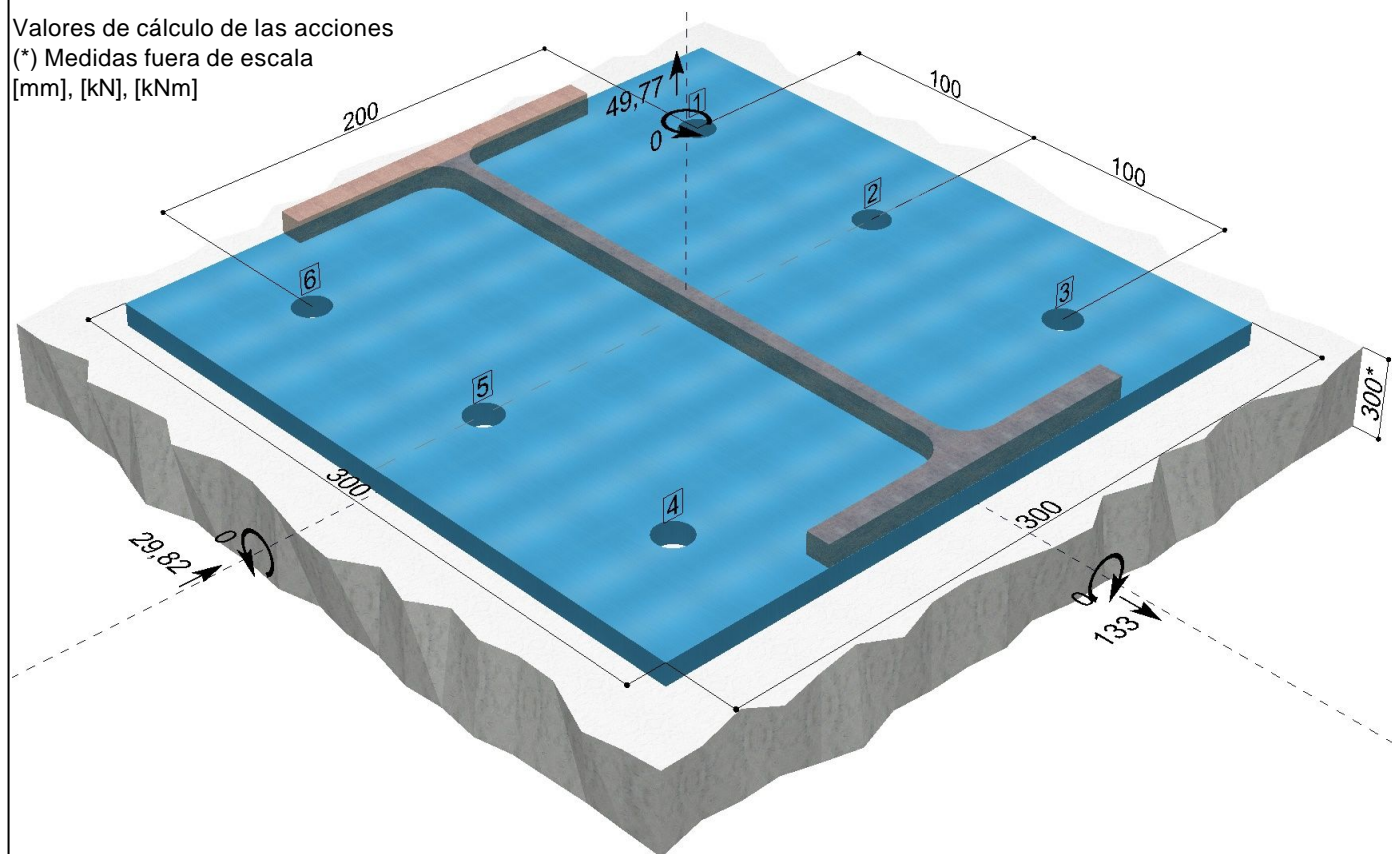
Tipo de carga:	Carga estática
Anclaje:	Anclaje químico fischer FHB II-A L M16x145/30 (Art. Nr. 506911) en acero cincado pasivado + Ampolla química (no para montaje a través): FHB II-P 16x145 (Art Nº 507924), o bien. FHB II-PF 16x145 (Art.Nr. 508002), o alternatively resina de inyección FIS HB 345 S (Art. Nº 33211) o bien, resina FIS HB 150 C (Art. Nº 77529)
Base de anclaje:	Hormigón comprimido, con armadura normal Categoría de resistencia a la compresión del hormigón: C 30/37
Armadura principal:	Sin influencia
Flexión del anclaje:	No se ha considerado en el cálculo
Pletina de anclaje:	Cálculo no disponible

Medidas/cargas:

Valores de cálculo de las acciones

(*) Medidas fuera de escala


[mm], [kN], [kNm]



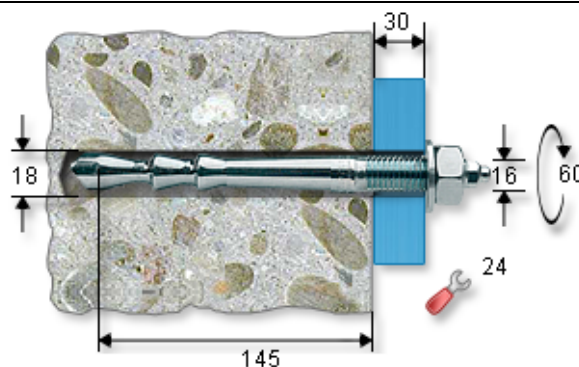
Tracción centrada	Aprovechamiento	Cortante	Aprovechamiento	Combinación tracción / cortante	Aprovechamiento
Rotura acero:	12,9 %	Rotura acero:	50,4 %		54,5 %
Rotura concéntrica del hormigón:	32,7 %	Rotura hormigón por efecto palanca:	44,8 %		

Resultado: La comprobación del anclaje ha sido satisfactoria


NOTE: La impresión total es decisiva para el cálculo.

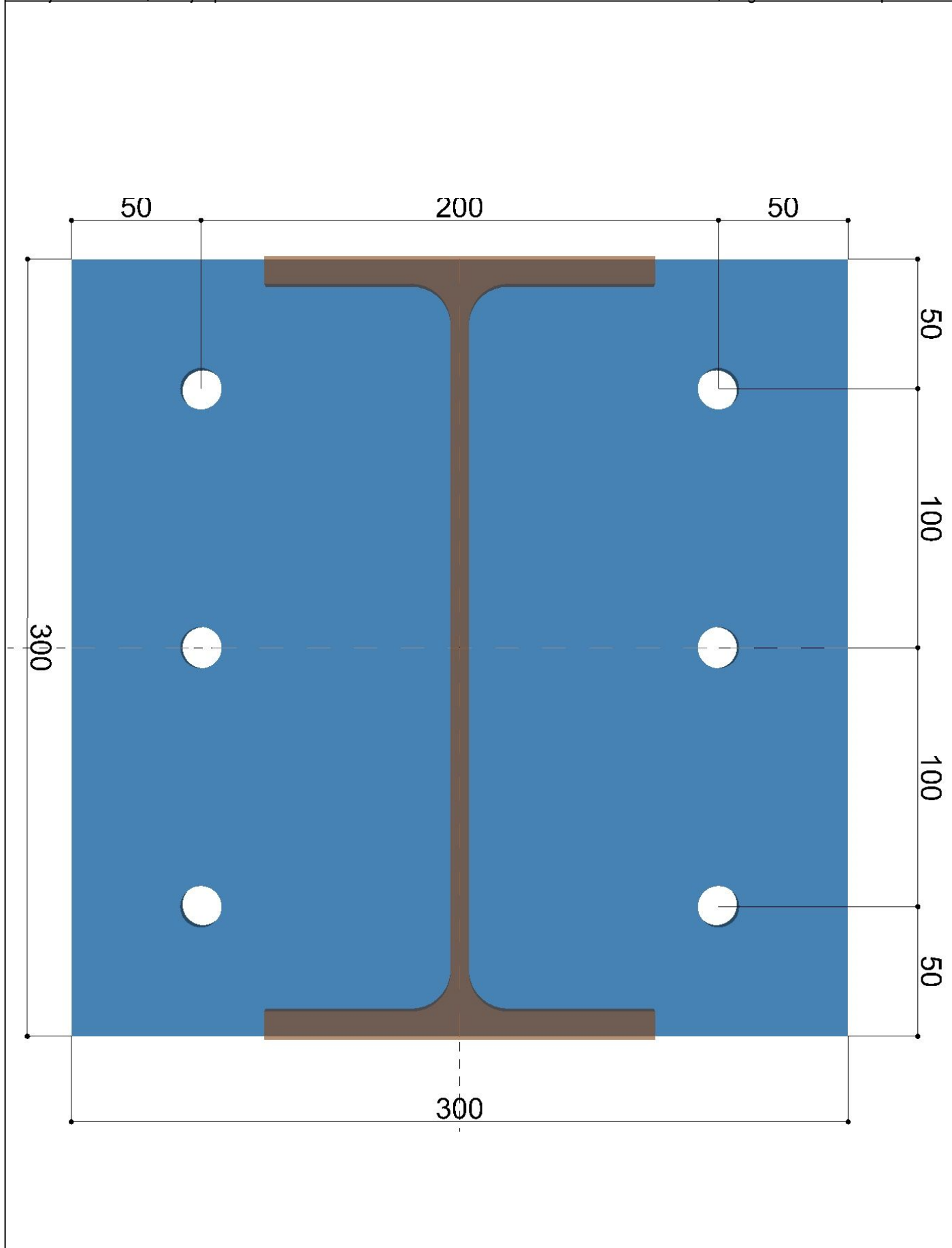
Remitente		fischer 
Proyecto	Forjados ampliación zona pediátrica Hospital 12 de Octubre	SISTEMAS DE FIJACION
Aplicación	perfiles IPE-300 en estructura de planta baja.	
Anclaje	Anclaje químico fischer FHB II-A L M16x145/30	Página N° 2 de la impresión

Datos de montaje



Espesor del objeto a fijar t_{fix}	[mm]	30
Rosca métrica M	[mm]	16
Par de apriete M_D	[Nm]	60
Ancho de llave	[mm]	24
Taladro a través del objeto a fijar d_f (Montaje a través)	[mm]	20
Taladro a través del objeto a fijar d_f (Montaje rasante)	[mm]	18
Profundidad de anclaje h_{ef}	[mm]	145
Diámetro del taladro d_o	[mm]	18
Profundidad de taladro t	[mm]	160

Remitente		fischer 
Proyecto	Forjados ampliación zona pediátrica Hospital 12 de Octubre	SISTEMAS DE FIJACION
Aplicación	perfiles IPE-300 en estructura de planta baja.	
Anclaje	Anclaje químico fischer FHB II-A L M16x145/30	Página Nº 3 de la impresión



SIKA® CARBODUR® CALCULATION SOFTWARE

PROYECTO: Hospital 12 de Octubre - Rehabilitación Pediátrica

ELEMENTO: Refuerzo vigas laterales largas del vaso de piscina

ÍNDICE

1. CRITERIOS DE DISEÑO Y REGLAMENTO.....	3
2. HIPÓTESIS DE CÁLCULO.....	3
2.1. Definición de la viga.....	3
2.2. Geometría.....	3
2.3. Concreto.....	4
2.4. Acero de refuerzo.....	4
2.5. Factores de reducción de resistencia.....	4
2.6. Factores de carga.....	5
2.7. Condiciones de exposición.....	5
3. RESISTENCIA FRP.....	5
3.1. Refuerzo principal FRP.....	5
4. COMBINACIONES DE CARGA PREVISTAS.....	5
4.1. Cargas viga.....	5
5. RESULTADOS.....	7
5.1. Resumen de resultados.....	7
5.2. Estados límite últimos.....	7
5.3. Estados límite de servicio.....	11
5.4. Resistencia al fuego (t=0 min.).....	12
5.5. Longitud de anclaje.....	13
5.6. Disposición del FRP.....	13
6. ESPECIFICACIÓN DE PRODUCTO.....	14
6.1. Laminados Sika CarboDur® adheridos.....	14
6.1.1. Preparación de la superficie de hormigón/concreto.....	15

6.1.2. Laminados Sika CarboDur®.....	15
6.1.3. Adhesivo epoxi.....	15
6.1.4. Procedimiento de aplicación.....	16
7. AVISO LEGAL.....	18
8. ACERCA DE SIKA® CARBODUR® CALCULATION SOFTWARE.....	18

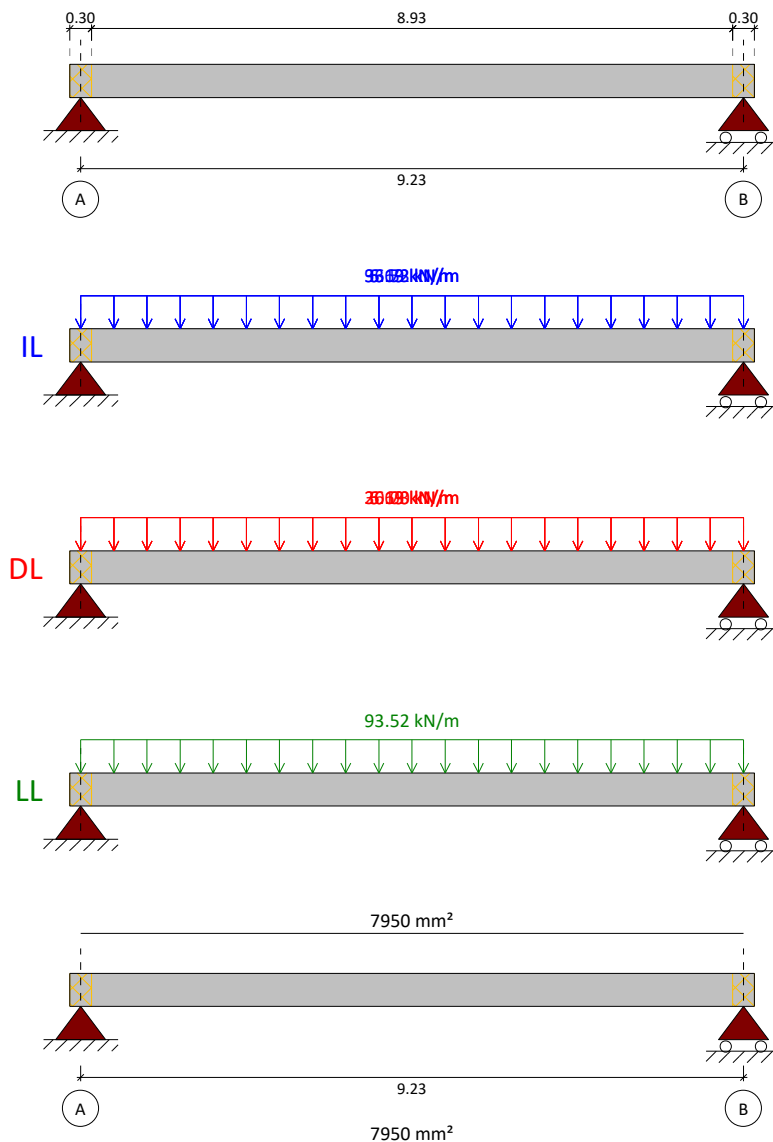
1. CRITERIOS DE DISEÑO Y REGLAMENTO

Refuerzo a flexión en viga.

- ACI 440.2R-17
- ACI 318
- País: España

2. HIPÓTESIS DE CÁLCULO

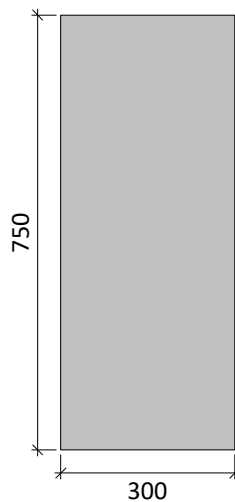
2.1. Definición de la viga



2.2. Geometría

Sección transversal = Rectangular

Ancho = 300 mm
Canto = 750 mm



2.3. Concreto

Resistencia a compresión del hormigón
Resistencia del concreto (f'_c) = 45 MPa
Probeta cilíndrica = 45 MPa
Probeta cúbica = 55 MPa

2.4. Acero de refuerzo

Capas de refuerzo

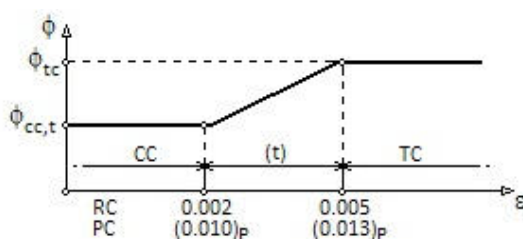
Capa superior	d_2 mm	Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Área (mm ²)
1.	30	(B500B) 500	205000	7950.00
Capa inferior	d_1 mm	Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Área (mm ²)
1.	30	(B500B) 500	205000	7950.00

2.5. Factores de reducción de resistencia

Definido por (ACI 318)

$$\phi_{cc,t} = 0.65$$

$$\phi_{tc} = 0.90$$



2.6. Factores de carga

Combinaciones ACI	Cargas muertas	Cargas vivas
Límites del refuerzo	1.10	1.00
Acciones esperadas (diseño del refuerzo)	1.20	1.60
Acciones de servicio previstas	1.00	1.00
Caso de incendio	1.00	1.00

2.7. Condiciones de exposición

Tipo de fibra: Carbono

Condiciones de exposición: Exposición interior ($C_e = 0.95$)

3. RESISTENCIA FRP

3.1. Refuerzo principal FRP

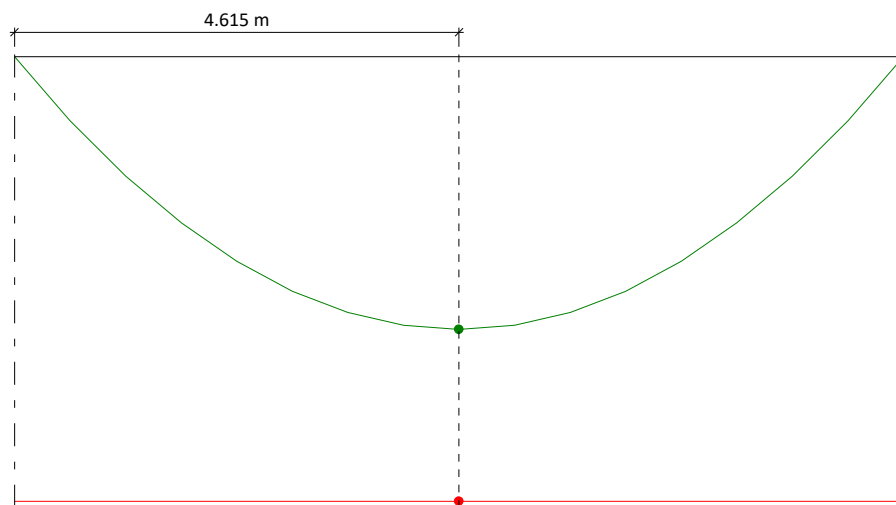
Pegado. Sika CarboDur® E

Sika® CarboDur® E1214	Número	E_f (MPa)	Espesor t_f (mm)	ϵ_{fu}	Ancho (mm)
Capa: 1	2	180000.00	1.400	0.0103	120.00
Capa: 2	1				

4. COMBINACIONES DE CARGA PREVISTAS

4.1. Cargas viga

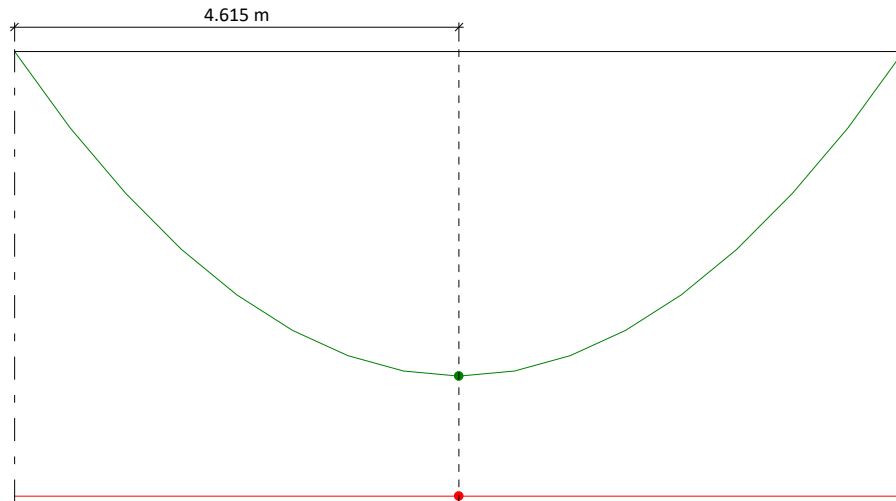
Acciones iniciales



● M_u (Acciones iniciales) = 1512.92 kN·m

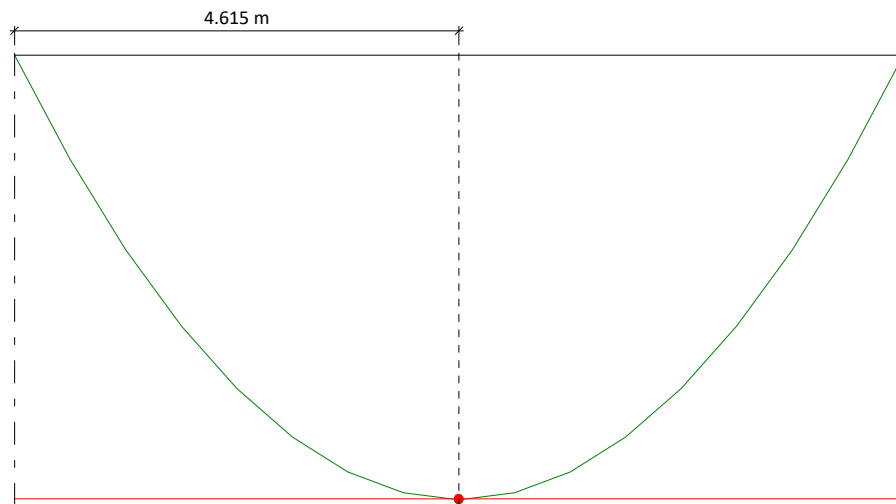
● $\phi \cdot M_n$ (Sin refuerzo) = 2464.72 kN·m

Límites del refuerzo



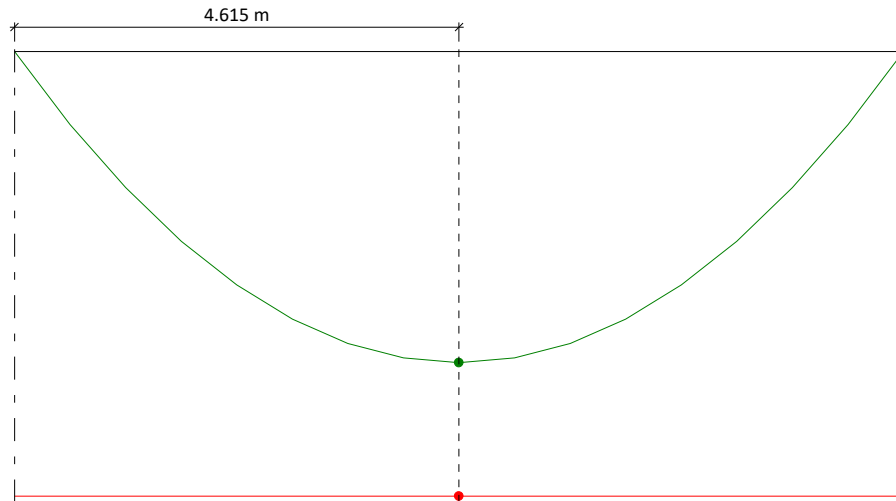
- M_u (Límites del refuerzo) = 1798.90 kN·m
- $\phi \cdot M_n$ (Sin refuerzo) = 2464.72 kN·m

Cargas previstas



- M_u (Cargas previstas) = 2469.44 kN·m
- $\phi \cdot M_n$ (Sin refuerzo) = 2464.72 kN·m

Caso de incendio



● M_u (Caso de incendio) = 1725.90 kN·m

● $\phi \cdot M_n$ (Sin refuerzo) = 2738.57 kN·m

5. RESULTADOS

5.1. Resumen de resultados

Límites del refuerzo (ACI440.2R-17, 9.2)				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_n (kN·m)	$\phi \cdot M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	0.90	1798.90	2738.57	Sección no reforzada $2464.72\text{kN}\cdot\text{m} \geq 1798.90\text{kN}\cdot\text{m}$ ✓
Sección reforzada bajo cargas previstas				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_n (kN·m)	$\phi \cdot M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.60 \cdot S_{LL}$	0.90	2469.44	2886.67	Sección reforzada $2598.00\text{kN}\cdot\text{m} \geq 2469.44\text{kN}\cdot\text{m}$ ✓

Estados límite de servicio			
Acciones	Tensiones de servicio		
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	$f_{c,s} \leq 0.6 \cdot f'_c$	$f_{y,s} \leq 0.8 \cdot f_y$	$f_{t,s} \leq 0.55 \cdot f_{tu}$
	27.75 MPa \leq 27.00 MPa	326.99 MPa \leq 400.00 MPa ✓	31.03 MPa \leq 968.72 MPa ✓

Resistencia al fuego (t=0 min.)				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_n (kN·m)	$\phi \cdot M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	1.00	1725.90	2738.57	Sección no reforzada $2738.57\text{kN}\cdot\text{m} \geq 1725.90\text{kN}\cdot\text{m}$ ✓

5.2. Estados límite últimos

La resistencia a flexión de una sección depende del control del modo de fallo. Los siguientes modos de fallo deben investigarse para una sección con refuerzo FRP (ACI 440.2R-17, 10.1.1):

- Rotura del concreto en compresión antes de la fluencia del acero de refuerzo;
- Fluencia del acero en tracción seguida de rotura del laminado FRP;
- Fluencia del acero en tracción seguida de rotura del concreto;

Deslaminación del recubrimiento de concreto por tensiones de cortante

Despegue del FRP del sustrato de concreto (Despegue FRP).

Las siguientes hipótesis se aplican al cálculo de la resistencia a flexión de una sección reforzada con un sistema externo de refuerzo mediante FRP (ACI 440.2R-17, 10.2.1):

Los cálculos para el diseño están basados en las dimensiones, disposición de refuerzo interno de acero, y las propiedades de los materiales del elemento existente a reforzar;

Las deformaciones en el acero de refuerzo y concreto son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Esto es, las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la misma;

No existe desplazamiento relativo entre el refuerzo FRP externo y el concreto;

Se desprecian las deformaciones por cortante en el interior de la capa adhesiva debido a que ésta es muy delgada y con leves variaciones en su espesor;

La máxima deformación de compresión en el concreto es 0.003;

Se desprecian las tensiones de tracción en el concreto; y

El refuerzo FRP tiene un comportamiento tensión-deformación elástico y lineal hasta la rotura

Diagrama tensión-deformación del concreto

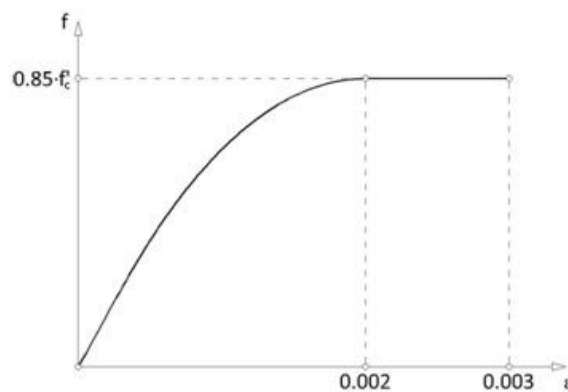
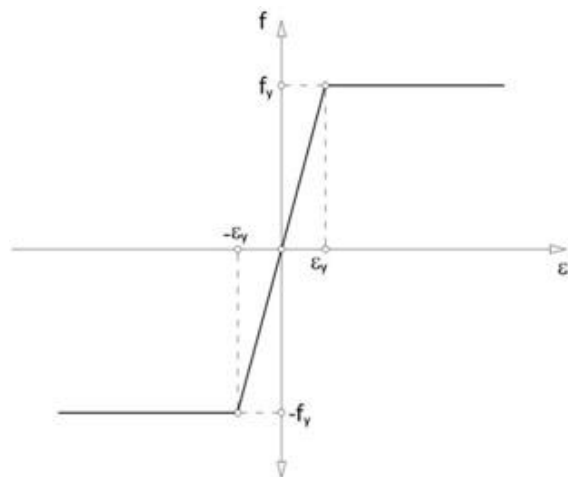


Diagrama tensión-deformación para el acero de refuerzo



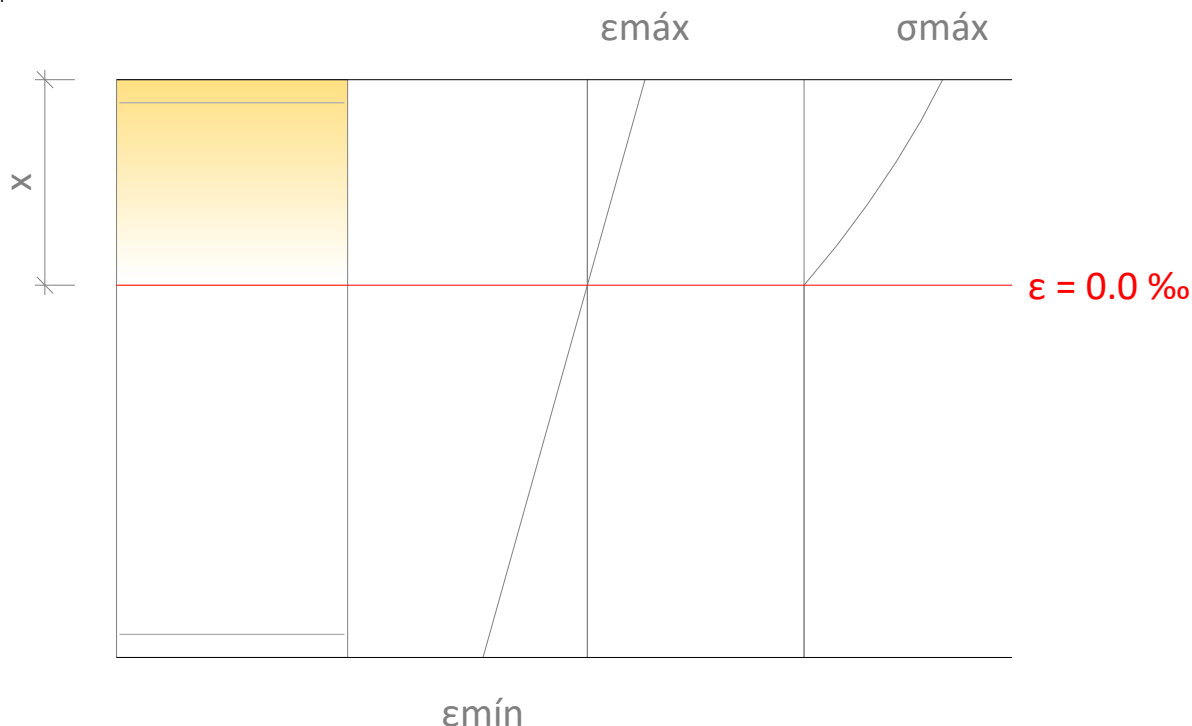
Para prevenir la fisuración previa al modo de fallo de despegue, la deformación efectiva en el refuerzo FRP debe limitarse al nivel de deformación a la que ésta puede ocurrir, ϵ_{fd} , como se define en la Eq. (ACI 440.2R-17, Sección 10.1):

$$\epsilon_{fd} = 0.41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0.9 \cdot \epsilon_{fu}$$

Se aplica un factor de reducción adicional, Ψ_f , a la contribución a la resistencia a flexión del refuerzo FRP. El valor recomendado de Ψ_f es 0.85.

Equilibrio de la sección. Acciones iniciales

$$S_u = S_i = 1512.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Deformación máxima y mínima

$$\epsilon_{\text{máx}} = 0.83 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{\text{mín}} = -1.50 \text{ ‰}$$

Tensión máxima en el hormigón

$$f_c = 25.12 \text{ MPa}$$

Profundidad de la fibra neutra

$$x = 266.91 \text{ mm}$$

Tensión y deformación de los refuerzos

Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ϵ (‰)
A. 7950	345	150.73	0.74
A. 7950	-345	-288.27	-1.41

*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($\Psi_f = 0.85$).

Límites del refuerzo. Combinación mínima de cargas que debe resistir el elemento sin reforzar (ACI440.2R-17, Sección 9.2).

$$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

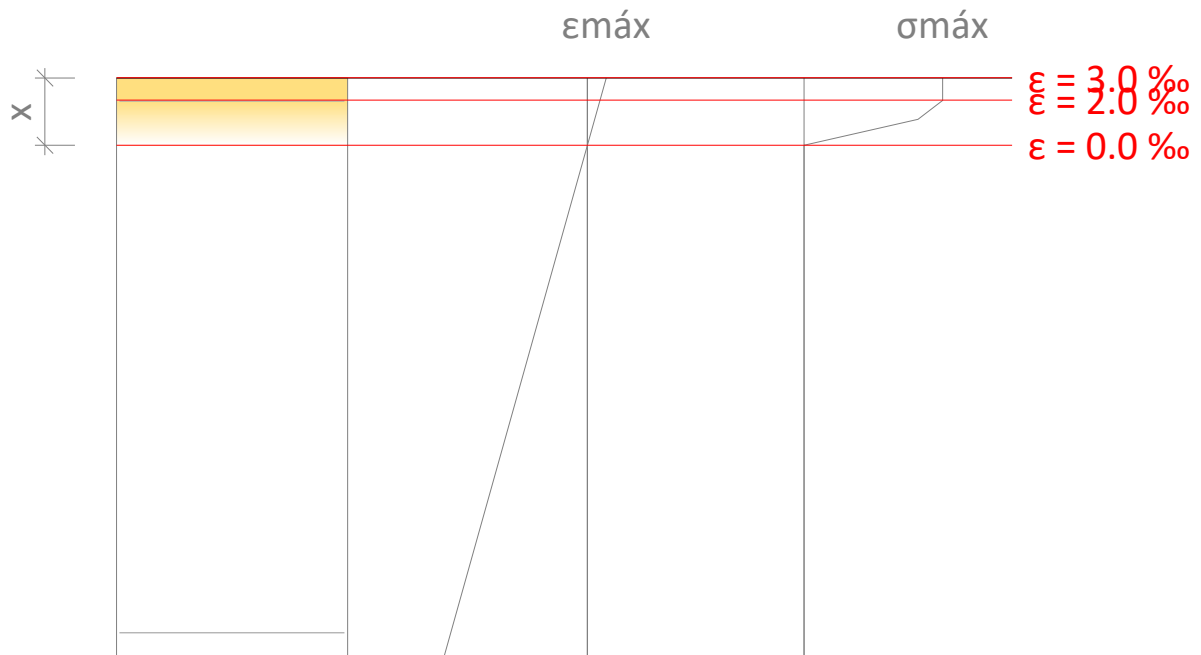
$$2464.72 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1798.90 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Momento nominal

$$M_n : 2738.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Factor de reducción de resistencia

$$\phi : 0.90$$



$\epsilon_{mín}$

Deformación máxima y mínima

$\epsilon_{máx} = 2.99 \text{ ‰}$

$\epsilon_{mín} = -22.62 \text{ ‰}$

Tensión máxima en el hormigón

$f_c = 38.25 \text{ MPa}$

Profundidad de la fibra neutra

$x = 87.44 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos

Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ϵ (‰)
A. 7950	345	401.98	1.96
A. 7950	-345	-500.00	-21.59

**: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($\psi_f = 0.85$).*

Límites del refuerzo. Sección reforzada y cargas previstas.

$$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.60 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

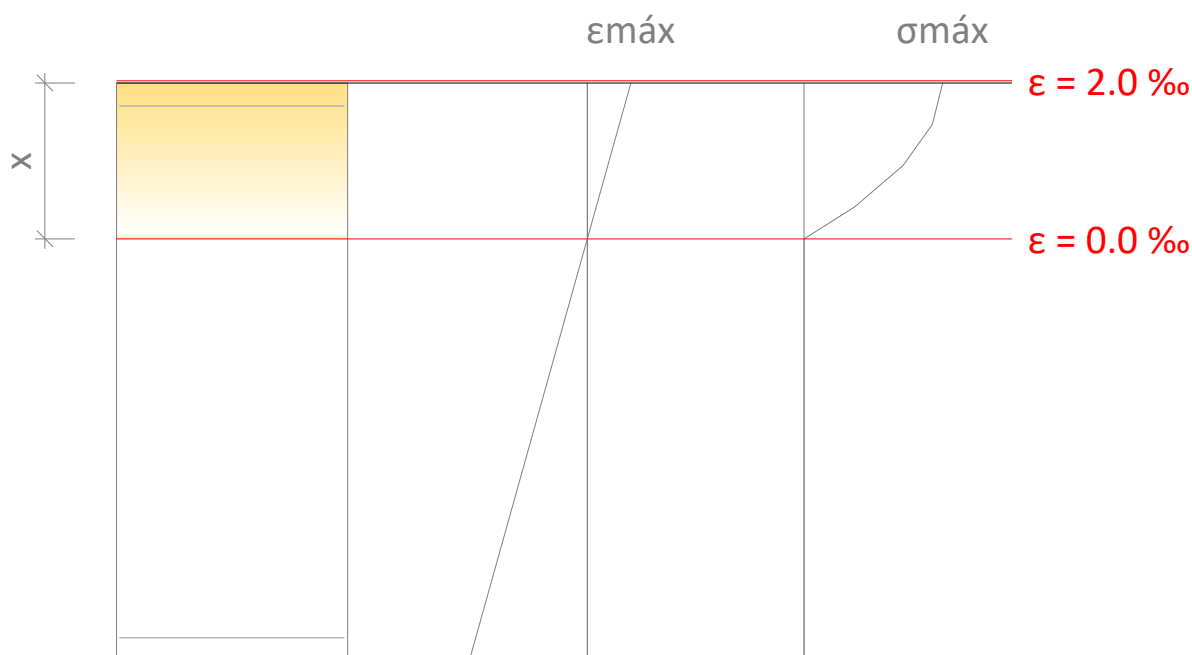
Momento nominal

Factor de reducción de resistencia

$$2598.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 2469.44 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

$$M_n : \underline{2886.67} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi : \underline{0.90}$$



Deformación máxima y mínima

$$\epsilon_{\text{máx}} = 1.97 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{\text{mín}} = -5.34 \text{ ‰}$$

Tensión máxima en el hormigón

$$f_c = 38.24 \text{ MPa}$$

Profundidad de la fibra neutra

$$x = 202.21 \text{ mm}$$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
A. 7950	345	344.16	1.68
A. 7950	-345	-500.00	-5.05
FRP	-376	-588.36	-3.85
FRP	-377	-589.78	-3.85
*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($\psi_f = 0.85$).			

5.3. Estados límite de servicio

La tensión en el acero de refuerzo bajo cargas de servicio debe limitarse al 80% del límite elástico. Además, la tensión de compresión del concreto bajo cargas de servicio debería limitarse al 60% de la resistencia a compresión (ACI 440.2R-17, 10.2.8).

$$f_{s,s} \leq 0.8 \cdot f_y$$

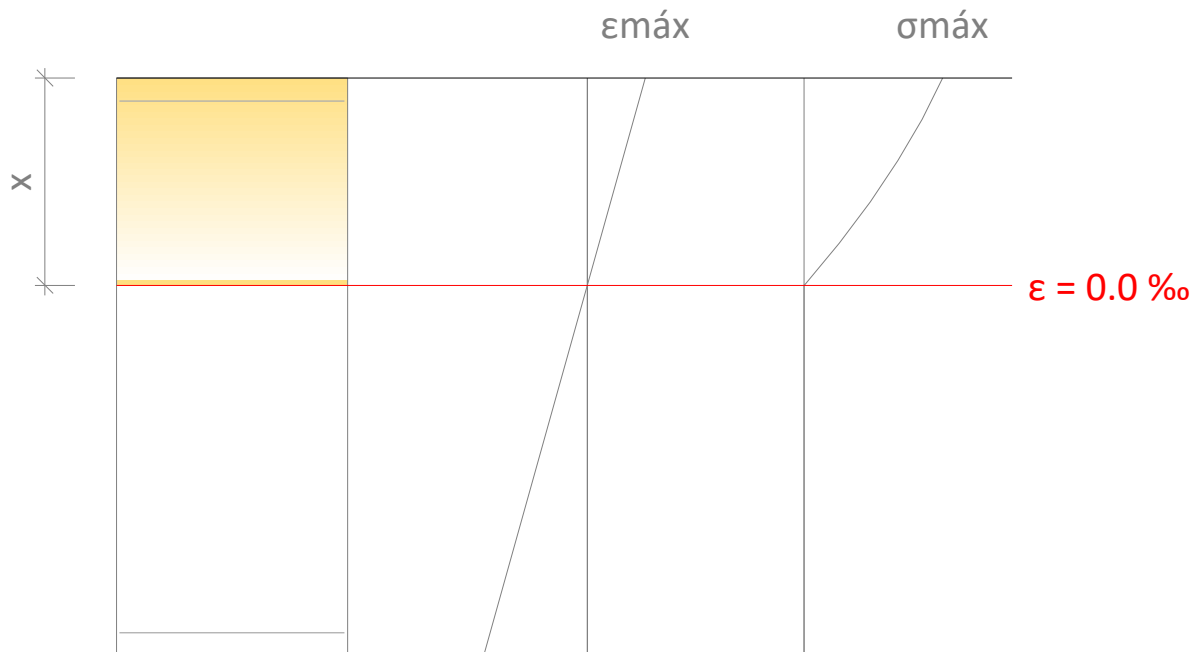
$$f_{c,s} \leq 0.6 \cdot f'_c$$

La tensión sostenida debería limitarse como se expresa en la ec. (ACI 440.2R-17, 10.2.9):

$$f_{t,s} \leq 0.55 \cdot f_{tu}$$

Equilibrio de fuerzas de la sección para cargas de servicio

$$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$



$\epsilon_{mín}$

Deformación máxima y mínima

$\epsilon_{máx} = 0.95 \text{ ‰}$

$\epsilon_{mín} = -1.70 \text{ ‰}$

Tensión máxima en el hormigón

$f_c = 27.75 \text{ MPa}$

Profundidad de la fibra neutra

$x = 269.11 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ϵ (‰)
A. 7950	345	173.40	0.85
A. 7950	-345	-326.99	-1.60
FRP	-376	-30.94	-0.20
FRP	-377	-31.03	-0.20
*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($\psi_f = 0.85$).			

5.4. Resistencia al fuego (t=0 min.)

Límites del refuerzo. Sección no reforzada.

$$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$2738.57 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1725.90 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Momento nominal

$$M_n : \underline{2738.57 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

Factor de reducción de resistencia

$$\phi : \underline{1.00}$$

La resistencia nominal del elemento no reforzado supera la requerida para la combinación de cargas correspondiente a la situación de incendio. El refuerzo FRP, por tanto, no es necesario durante la situación de incendio, y no es necesario aplicarle protección. Si se necesita una cierta resistencia al fuego, el proyectista debe evaluar la necesidad de aplicar una protección al elemento de hormigón armado de acuerdo con la normativa local.

5.5. Longitud de anclaje

La longitud de anclaje disponible para el refuerzo FRP debe ser superior al valor:
Refuerzo FRP principal

$$l_{df} = \sqrt{\frac{n \cdot E_f \cdot t_f}{\sqrt{f'_c}}}$$

$l_{df} : 274.1 \text{ mm}$

Refuerzo FRP. Tipo de flexión: Positiva

Refuerzo FRP principal (Pegado) l_{df} : 274.1 mm

Capa 1. 1 x Sika® CarboDur® E1214

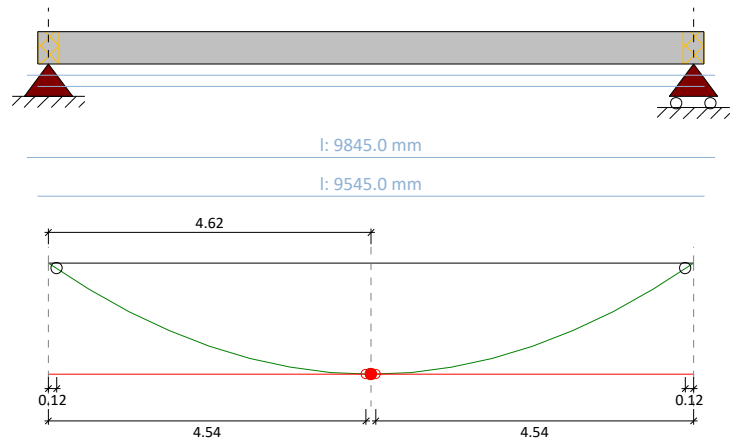
Capa 2. 2 x Sika® CarboDur® E1214

○ $M_{cr} = 116.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$

● $\phi \cdot M_n$ (Sección no reforzada) = 2464.72 kN·m

● M_u (Cargas previstas) = 2469.44 kN·m

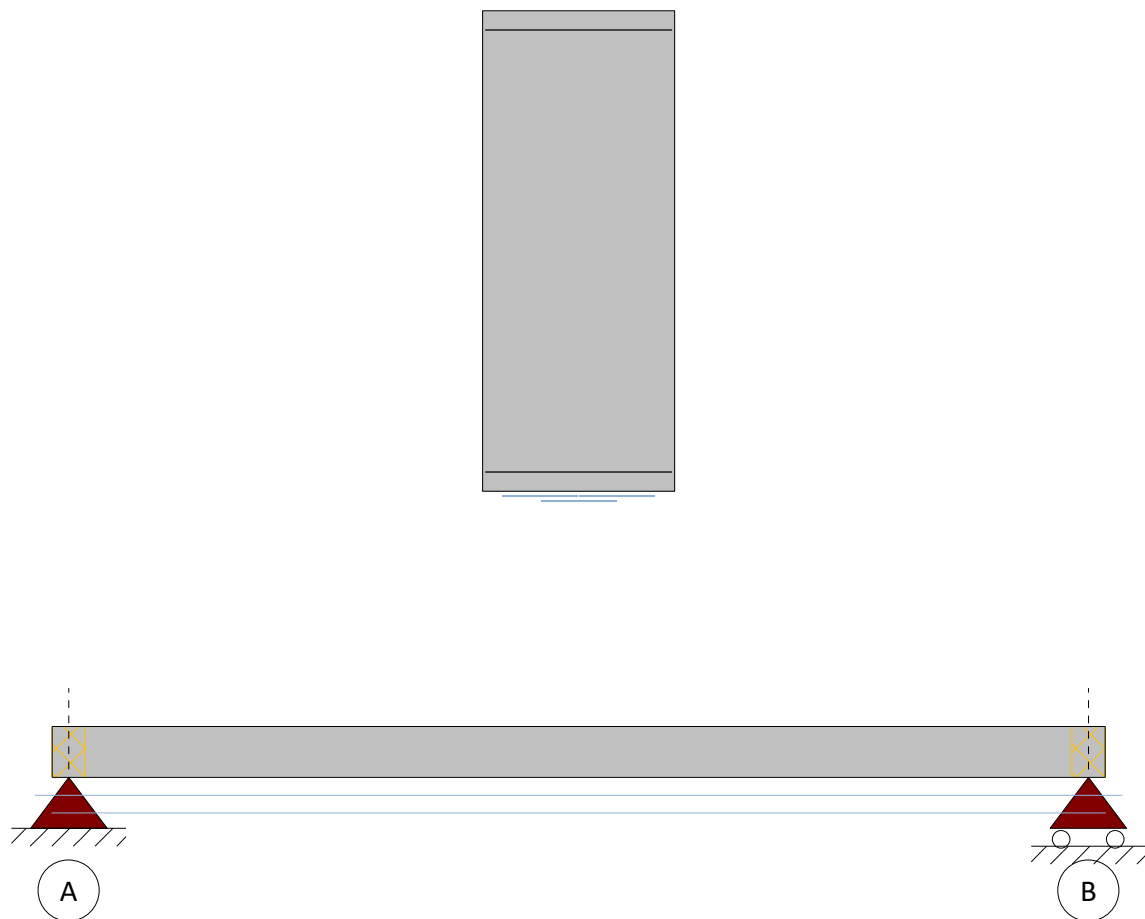
● $\phi \cdot M_n$ (Sección reforzada) = 2598.00 kN·m



5.6. Disposición del FRP

Los resultados previos corresponden al siguiente esquema FRP:

Refuerzo FRP principal: Número de capas: 2, 2 + 1 (Sika® CarboDur® E1214)



6. ESPECIFICACIÓN DE PRODUCTO

6.1. Laminados Sika CarboDur® adheridos

El refuerzo se efectuará mediante el uso de laminados pultruidos Carbodur a base de polímero reforzado, adherido externamente a la estructura mediante adhesivo epoxi Sikadur®-30.

El material será un laminado unidireccional pultruido de CFRP, con un contenido volumétrico de fibra >68%.

Los laminados estarán totalmente rectos, planos y libres de torsión.

El material dispondrá de un registro de utilización (> 25 años) para refuerzo estructural.

Se aportarán certificados de ensayos del adhesivo tras envejecimiento acelerado de 100 días.

6.1.1. Preparación de la superficie de hormigón/concreto

Cualquier material no cohesivo será retirado, y el hormigón/concreto será reparado tal y como se indica anteriormente. Cualquier oquedad significativa o nido de grava será rellenado con un mortero de reparación adecuado.

Los materiales de reparación serán totalmente compatibles con el adhesivo.

La resistencia real a arrancamiento del soporte de hormigón/concreto será verificada al menos mediante 3 ensayos de pull-off.

El hormigón/concreto tendrá una edad superior a 28 días.

La lechada superficial en el substrato será eliminada hasta que se logre una superficie de poro abierto.

La superficie del soporte será limpiada hasta que quede libre de aceites, grasas y cualquier otro contaminante, así como de partículas sueltas y polvo.

La humedad del soporte será inferior al 4% pbw.

6.1.2. Laminados Sika CarboDur®

Los materiales cumplirán con las prestaciones mínimas indicadas a continuación:

6.1.2.1. Propiedades de los laminados Sika CarboDur® E:

Contenido volumétrico en fibra		> 68%
Temperatura de trans. vítrea.		> 100°C
Módulo Elástico	EN 2561/ASTM D3039	≈ 180000 N/mm ² (MPa)
Resistencia a tracción	EN 2561/ASTM D3039	≈ 2180 N/mm ² (MPa)
Deformación de rotura	EN 2561/ASTM D3039	> 1.05%

6.1.3. Adhesivo epoxi

El material será en base epoxi, pudiendo emplearse el mismo producto como imprimación, masilla de regularización y adhesivo.

El material no emitirá sustancias peligrosas para la salud, higiene o medio ambiente.

El material será resistente a la fluencia a largo plazo, probado mediante ensayo independiente.

El material cumplirá con los requerimientos de la EN 1504-4 como adhesivo estructural para la adhesión de placas de refuerzo.

6.1.3.1. Propiedades del adhesivo Sikadur®-30:

El adhesivo cumplirá con lo establecido en la EN 1504-4.

Densidad (mezcla A+B) a +23°C	1.65 kg/l + 0.1 kg/l
Resistencia al corte oblicuo sobre acero:	50° ≥ 50 N/mm ²
	60° ≥ 60 N/mm ²
	70° ≥ 70 N/mm ²
Capacidad de adherencia:	≥ 14 N/mm ²
Resistencia a cortante:	≥ 12 N/mm ²
Resistencia a compresión:	≥ 30 N/mm ²
Retracción / expansión:	≤ 0.1%
Trabajabilidad:	85 min. a 23°C
Sensibilidad al agua	Pasa
Módulo elástico:	≥ 2000 N/mm ²
Coefficiente de dilatación térmica:	≤ 100 x 10 ⁻⁶
Temperatura de transición vítrea:	≥ 40°C
Durabilidad	Pasa

Cumplimiento de los requerimientos FIP

Deslizamiento	Sin escurrimiento hasta 3 -5 mm en vertical
Compresibilidad	4000 m ² a +15°C a 15 kg
Variación volumétrica	0.04%
Resistencia a cortante a 15°C	>14 N/mm ²
Resistencia a cortante a 35°C	>26 N/mm ²
Módulo elástico a compresión	9600 N/mm ²
Módulo elástico a tracción	11200 N/mm ²

6.1.4. Procedimiento de aplicación

Los laminados serán cortados a la medida necesaria mediante disco de corte o sierra de corte.

Los laminados serán limpiados y desengrasados con Sika® Colma® Limpiador o limpiador basado en alcohol isopropílico.

El adhesivo será aplicado en los laminados de modo que quede un espesor de aproximadamente 1 mm en los laterales y 2 mm en el eje de la lámina.

Una capa fina de adhesivo será extendida sobre el soporte ya preparado para rellenar cualquier irregularidad o pequeñas oquedades.

La lámina será colocada sobre el soporte y presionada sobre él, inicialmente de forma manual y controlada y posteriormente con un rodillo rígido de goma, hasta que el adhesivo escurra por ambos laterales de la lámina. El exceso de material será retirado.

En el caso de las intersecciones de laminados, la superficie de la placa inferior debe limpiarse de suciedad y grasa, y un suplemento de adhesivo se aplicará a ambos lados de la placa inferior de modo que el laminado superior esté en contacto con el soporte en toda su longitud.

El sistema adherido sobre el adhesivo fresco permanecerá inmóvil durante al menos 24 horas, libre de vibraciones al menos durante el periodo de curado del adhesivo.

Si fuera necesario, el sistema aplicado será protegido mediante un revestimiento adecuado (se dispondrán de ensayos de compatibilidad entre el revestimiento y el laminado).

7. AVISO LEGAL

EL USO Y/O LA APLICACIÓN DEL SOFTWARE Y LOS RESULTADOS RESPECTIVOS DEBEN SER DETERMINADOS SOLAMENTE POR USUARIOS PROFESIONALES CON CONOCIMIENTOS ESPECIALES EN EL ÁREA DEL USO Y/O LA APLICACIÓN PREVISTO/A. LOS USUARIOS TIENEN QUE VERIFICAR INDEPENDIENTEMENTE LOS RESULTADOS OBTENIDOS ANTES DEL USO. TAMBIÉN TIENEN QUE SEGUIR RIGUROSAMENTE LAS CONDICIONES LOCALES DEL USO Y/O DE LA APLICACIÓN, LAS HOJAS DE DATOS DE PRODUCTOS Y LA LITERATURA RESPECTIVA, EL ESTADO DE LA TÉCNICA ASÍ COMO LAS NORMATIVA Y REGLAMENTACIÓN LOCALES.

El software está disponible "TAL CUAL" Y SIN NINGUNA GARANTÍA O INDEMNIZACIÓN DE NINGUNA CLASE. SIKa NO OTORGA GARANTÍAS, CONDICIONES, INDEMNIZACIONES, REPRESENTACIONES O TÉRMINOS, EXPRESOS O IMPLÍCITOS, YA SEA POR ESTATUTO, JURISPRUDENCIA, COSTUMBRE, USO O POR CUALQUIER OTRA FORMA en relación con el uso del software.

En ningún caso Sika será responsable ante usted por cualquier daño, reclamación o costos de cualquier naturaleza, ni de ningún daño resultante, indirecto, incidental, punitivo o especial, ni de perjuicios o pérdida de ahorros o de cualquier otro tipo que surja de cualquier forma debido a la instalación, uso o mantenimiento del software.

Esta información y, en particular, las recomendaciones relativas a la aplicación y uso final del producto, están dadas de buena fe, basadas en el conocimiento actual y la experiencia de Sika de los productos cuando son correctamente almacenados, manejados y aplicados, en situaciones normales, dentro de su vida útil y de acuerdo con las recomendaciones de Sika. En la práctica, las posibles diferencias en los materiales, soportes y condiciones reales en el lugar de aplicación son tales, que no se puede deducir de la información del presente documento, ni de cualquier otra recomendación escrita, ni de consejo alguno ofrecido, ninguna garantía en términos de comercialización o idoneidad para propósitos particulares, ni obligación alguna fuera de cualquier relación legal que pudiera existir. El usuario debe ensayar la conveniencia de los productos para la aplicación y la finalidad deseadas. Sika se reserva el derecho de modificar las propiedades de sus productos. Se reservan los derechos de propiedad de terceras partes. Los pedidos son aceptados en conformidad con los términos de nuestras vigentes Condiciones Generales de Venta y Suministro. Los usuarios deben conocer y utilizar la versión última y actualizada de las Hojas de Datos de Productos, copias de las cuales se mandarán a quién las solicite.

Salvo que se indique lo contrario, toda la información, texto, imágenes gráficas, características o funciones, y el diseño contenidos en este software son propiedad exclusiva de Sika y no podrán ser copiados o distribuidos, en su totalidad o en parte, sin el consentimiento expreso y por escrito de la Compañía

Al facilitar información a Sika, usted concede a la Compañía la licencia no restringida e irrevocable para utilizar, reproducir, exhibir, modificar, distribuir y reproducir tal información. La información personal será utilizada por Sika sólo para procesar solicitudes de información efectuadas por el usuario o para la comercialización de nuestros productos y servicios.

© Copyright Sika Services AG 2016

8. ACERCA DE SIKa® CARBODUR® CALCULATION SOFTWARE

Desarrollado por:



Cype Software - Eusebio Sempere, 5 - 03003 Alicante (España)

www.cype.com

Sika Services AG
Corporate Tech. Dept.
Tüffenwies 16
8048 Zürich (Suiza)
www.sika.com

Elemento: Refuerzo vigas latera...
Editor:
Proyecto: Hospital 12 de Octubr...
Notas: Refuerzo necesario para transformar una pared lateral colgada del vaso de piscina en una viga resistente de 30x75 cm.

Fecha: 14/03/2025

BUILDING TRUST



SIKA® CARBODUR® CALCULATION SOFTWARE

PROYECTO: Hospital 12 de Octubre - Rehabilitación Pediátrica

ELEMENTO: Refuerzo vigas laterales cortas del vaso de piscina

ÍNDICE

1. CRITERIOS DE DISEÑO Y REGLAMENTO.....	3
2. HIPÓTESIS DE CÁLCULO.....	3
2.1. Definición de la viga.....	3
2.2. Geometría.....	3
2.3. Concreto.....	4
2.4. Acero de refuerzo.....	4
2.5. Factores de reducción de resistencia.....	4
2.6. Factores de carga.....	5
2.7. Condiciones de exposición.....	5
3. RESISTENCIA FRP.....	5
3.1. Refuerzo principal FRP.....	5
4. COMBINACIONES DE CARGA PREVISTAS.....	5
4.1. Cargas viga.....	5
5. RESULTADOS.....	7
5.1. Resumen de resultados.....	7
5.2. Estados límite últimos.....	7
5.3. Estados límite de servicio.....	11
5.4. Resistencia al fuego (t=0 min.).....	12
5.5. Longitud de anclaje.....	13
5.6. Disposición del FRP.....	13
6. ESPECIFICACIÓN DE PRODUCTO.....	14
6.1. Laminados Sika CarboDur® adheridos.....	14
6.1.1. Preparación de la superficie de hormigón/concreto.....	15

6.1.2. Laminados Sika CarboDur®.....	15
6.1.3. Adhesivo epoxi.....	15
6.1.4. Procedimiento de aplicación.....	16
7. AVISO LEGAL.....	18
8. ACERCA DE SIKA® CARBODUR® CALCULATION SOFTWARE.....	18

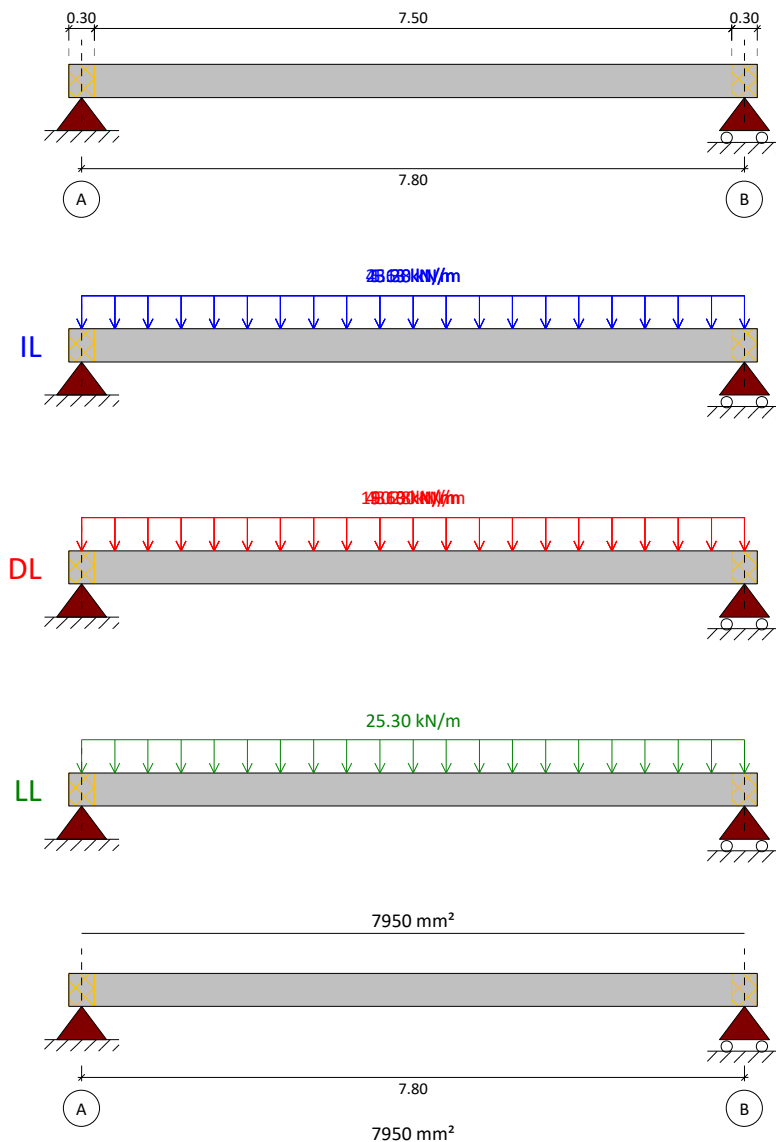
1. CRITERIOS DE DISEÑO Y REGLAMENTO

Refuerzo a flexión en viga.

- ACI 440.2R-17
- ACI 318
- País: España

2. HIPÓTESIS DE CÁLCULO

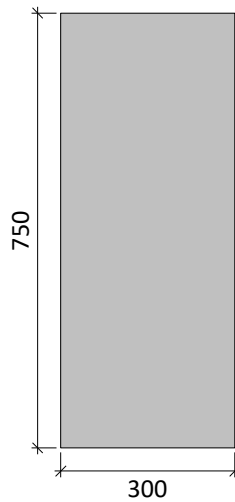
2.1. Definición de la viga



2.2. Geometría

Sección transversal = Rectangular

Ancho = 300 mm
Canto = 750 mm



2.3. Concreto

Resistencia a compresión del hormigón
Resistencia del concreto (f'_c) = 45 MPa
Probeta cilíndrica = 45 MPa
Probeta cúbica = 55 MPa

2.4. Acero de refuerzo

Capas de refuerzo

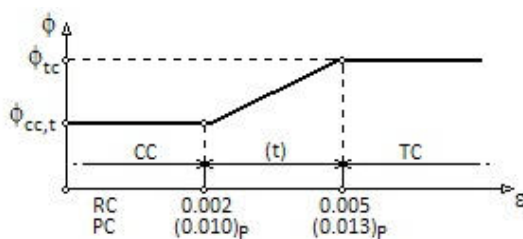
Capa superior	d_2 mm	Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Área (mm ²)
1.	30	(B500B) 500	205000	7950.00
Capa inferior	d_1 mm	Acero f_y (MPa)	E_s (MPa)	Área (mm ²)
1.	30	(B500B) 500	205000	7950.00

2.5. Factores de reducción de resistencia

Definido por (ACI 318)

$$\phi_{cc,t} = 0.65$$

$$\phi_{tc} = 0.90$$



2.6. Factores de carga

Combinaciones ACI	Cargas muertas	Cargas vivas
Límites del refuerzo	1.10	1.00
Acciones esperadas (diseño del refuerzo)	1.20	1.60
Acciones de servicio previstas	1.00	1.00
Caso de incendio	1.00	1.00

2.7. Condiciones de exposición

Tipo de fibra: Carbono

Condiciones de exposición: Exposición interior ($C_e = 0.95$)

3. RESISTENCIA FRP

3.1. Refuerzo principal FRP

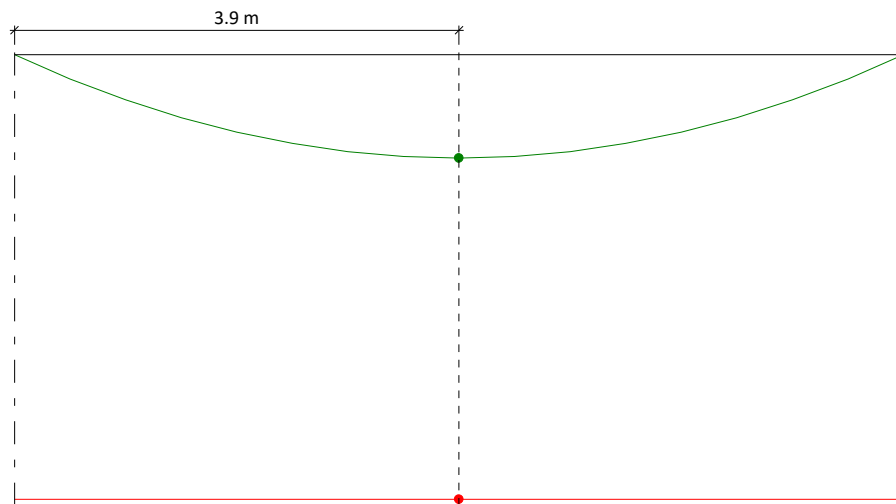
Pegado. Sika CarboDur® E

Sika® CarboDur® E1214	Número	E_f (MPa)	Espesor t_f (mm)	ϵ_{fu}	Ancho (mm)
Capa: 1	2	180000.00	1.400	0.0103	120.00

4. COMBINACIONES DE CARGA PREVISTAS

4.1. Cargas viga

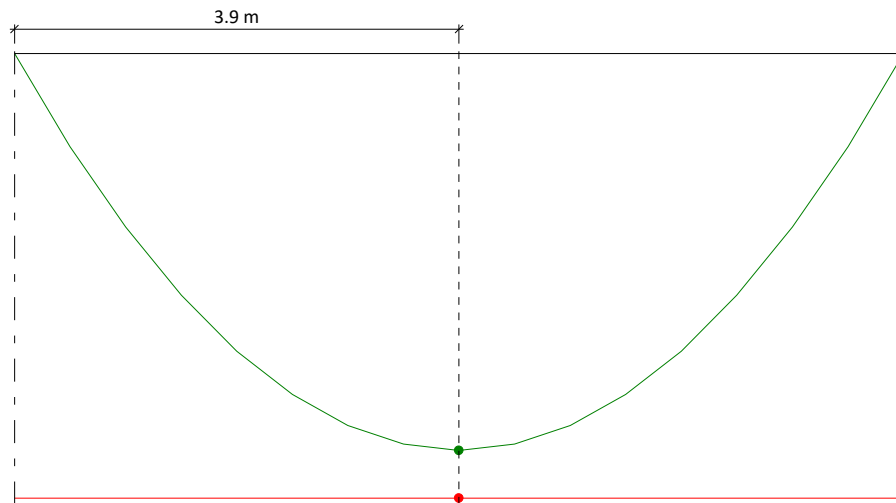
Acciones iniciales



● M_u (Acciones iniciales) = 572.96 kN·m

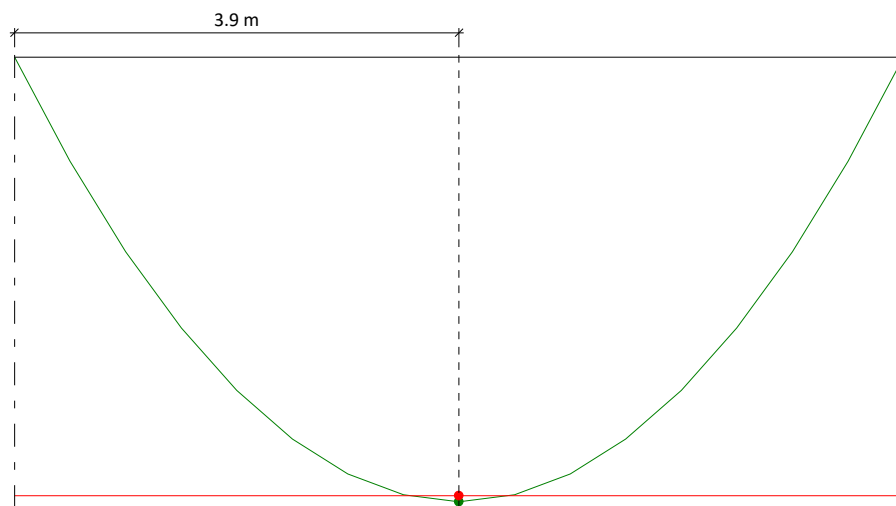
● $\phi \cdot M_n$ (Sin refuerzo) = 2464.72 kN·m

Límites del refuerzo



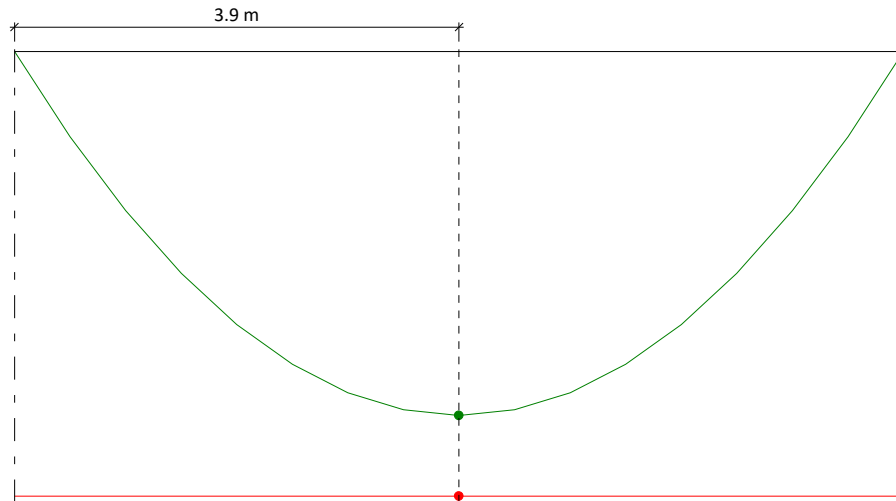
- M_u (Límites del refuerzo) = 2200.46 kN·m
- $\phi \cdot M_n$ (Sin refuerzo) = 2464.72 kN·m

Cargas previstas



- M_u (Cargas previstas) = 2498.46 kN·m
- $\phi \cdot M_n$ (Sin refuerzo) = 2464.72 kN·m

Caso de incendio



● M_u (Caso de incendio) = 2017.91 kN·m

● $\phi \cdot M_n$ (Sin refuerzo) = 2738.57 kN·m

5. RESULTADOS

5.1. Resumen de resultados

Límites del refuerzo (ACI440.2R-17, 9.2)				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_n (kN·m)	$\phi \cdot M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	0.90	2200.46	2738.57	Sección no reforzada $2464.72 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 2200.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ✓
Sección reforzada bajo cargas previstas				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_n (kN·m)	$\phi \cdot M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.60 \cdot S_{LL}$	0.90	2498.46	2884.23	Sección reforzada $2595.81 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 2498.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ✓

Estados límite de servicio			
Acciones	Tensiones de servicio		
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	$f_{c,s} \leq 0.6 \cdot f'_c$	$f_{y,s} \leq 0.8 \cdot f_y$	$f_{t,s} \leq 0.55 \cdot f_{tu}$
	30.88 MPa \leq 27.00 MPa	375.78 MPa \leq 400.00 MPa ✓	212.93 MPa \leq 968.72 MPa ✓

Resistencia al fuego (t=0 min.)				
Acciones	ϕ	M_u (kN·m)	M_n (kN·m)	$\phi \cdot M_n \geq M_u$ (N = N_u)
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	1.00	2017.91	2738.57	Sección no reforzada $2738.57 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 2017.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ✓

5.2. Estados límite últimos

La resistencia a flexión de una sección depende del control del modo de fallo. Los siguientes modos de fallo deben investigarse para una sección con refuerzo FRP (ACI 440.2R-17, 10.1.1):

- Rotura del concreto en compresión antes de la fluencia del acero de refuerzo;
- Fluencia del acero en tracción seguida de rotura del laminado FRP;
- Fluencia del acero en tracción seguida de rotura del concreto;

Deslaminación del recubrimiento de concreto por tensiones de cortante

Despegue del FRP del sustrato de concreto (Despegue FRP).

Las siguientes hipótesis se aplican al cálculo de la resistencia a flexión de una sección reforzada con un sistema externo de refuerzo mediante FRP (ACI 440.2R-17, 10.2.1):

Los cálculos para el diseño están basados en las dimensiones, disposición de refuerzo interno de acero, y las propiedades de los materiales del elemento existente a reforzar;

Las deformaciones en el acero de refuerzo y concreto son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Esto es, las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la misma;

No existe desplazamiento relativo entre el refuerzo FRP externo y el concreto;

Se desprecian las deformaciones por cortante en el interior de la capa adhesiva debido a que ésta es muy delgada y con leves variaciones en su espesor;

La máxima deformación de compresión en el concreto es 0.003;

Se desprecian las tensiones de tracción en el concreto; y

El refuerzo FRP tiene un comportamiento tensión-deformación elástico y lineal hasta la rotura

Diagrama tensión-deformación del concreto

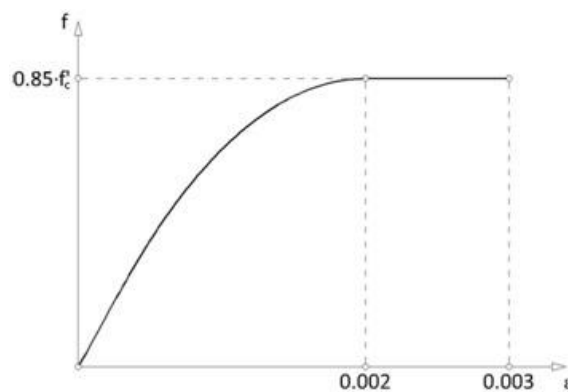
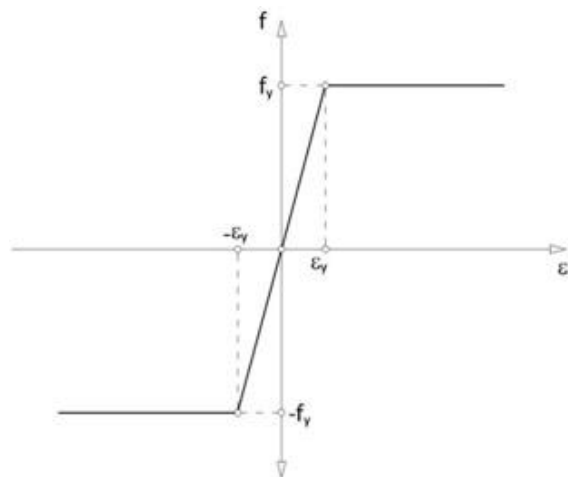


Diagrama tensión-deformación para el acero de refuerzo



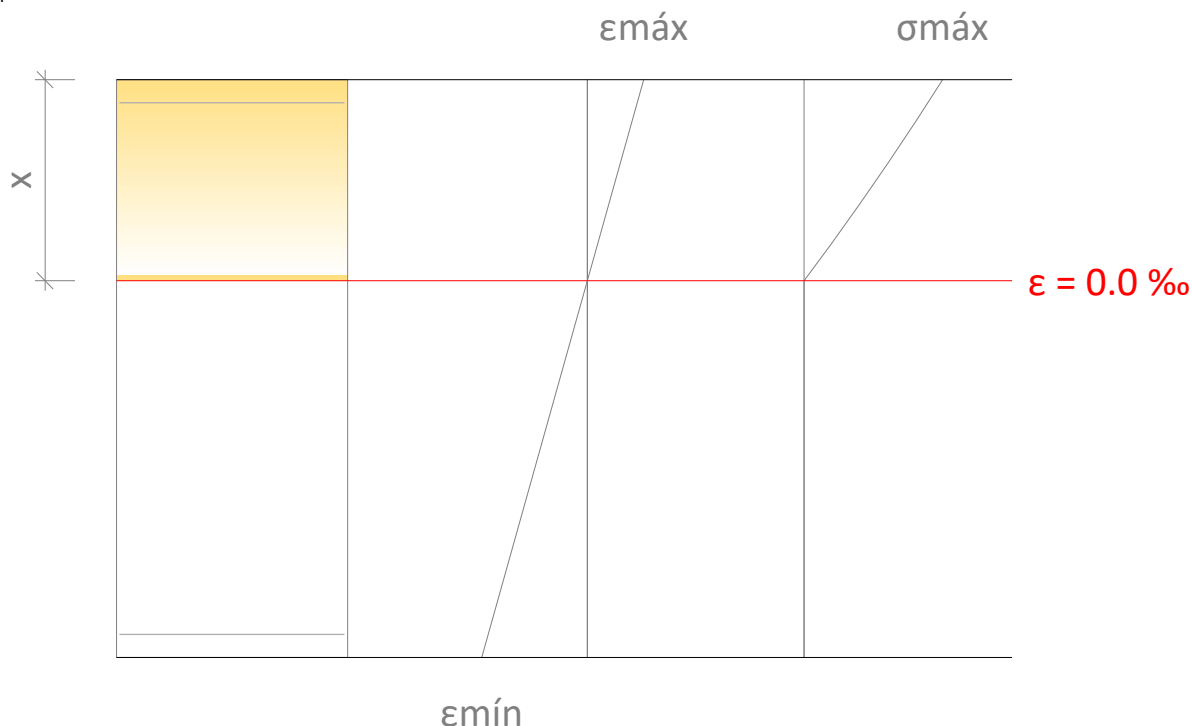
Para prevenir la fisuración previa al modo de fallo de despegue, la deformación efectiva en el refuerzo FRP debe limitarse al nivel de deformación a la que ésta puede ocurrir, ϵ_{fd} , como se define en la Eq. (ACI 440.2R-17, Sección 10.1):

$$\epsilon_{fd} = 0.41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0.9 \cdot \epsilon_{fu}$$

Se aplica un factor de reducción adicional, Ψ_f , a la contribución a la resistencia a flexión del refuerzo FRP. El valor recomendado de Ψ_f es 0.85.

Equilibrio de la sección. Acciones iniciales

$$S_u = S_i = 572.96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Deformación máxima y mínima

$$\epsilon_{máx} = 0.30 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{mín} = -0.57 \text{ ‰}$$

Tensión máxima en el hormigón

$$f_c = 10.70 \text{ MPa}$$

Profundidad de la fibra neutra

$$x = 261.07 \text{ mm}$$

Tensión y deformación de los refuerzos

Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ϵ (‰)
A. 7950	345	54.89	0.27
A. 7950	-345	-109.01	-0.53

*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($\Psi_f = 0.85$).

Límites del refuerzo. Combinación mínima de cargas que debe resistir el elemento sin reforzar (ACI440.2R-17, Sección 9.2).

$$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

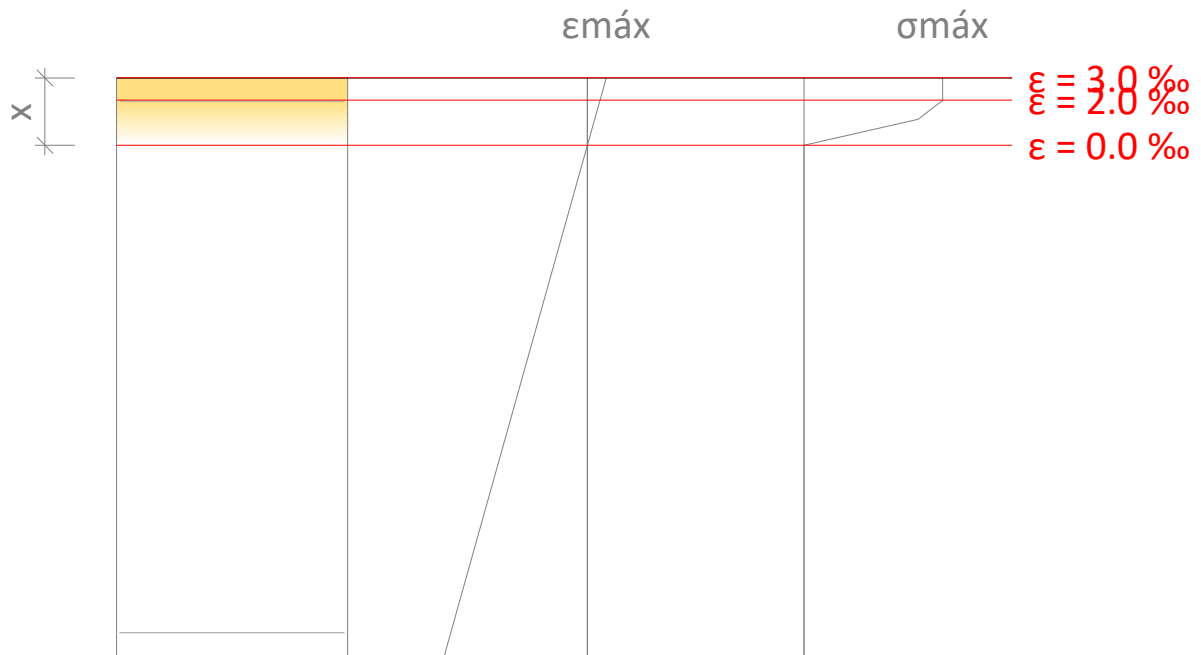
$$2464.72 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 2200.46 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Momento nominal

$$M_n : 2738.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Factor de reducción de resistencia

$$\phi : 0.90$$



Deformación máxima y mínima

$$\epsilon_{\max} = 2.99 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{\min} = -22.62 \text{ ‰}$$

Tensión máxima en el hormigón

$$f_c = 38.25 \text{ MPa}$$

Profundidad de la fibra neutra

$$x = 87.44 \text{ mm}$$

Tensión y deformación de los refuerzos

Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ϵ (‰)
A. 7950	345	401.98	1.96
A. 7950	-345	-500.00	-21.59

**: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($\psi_f = 0.85$).*

Límites del refuerzo. Sección reforzada y cargas previstas.

$$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.60 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

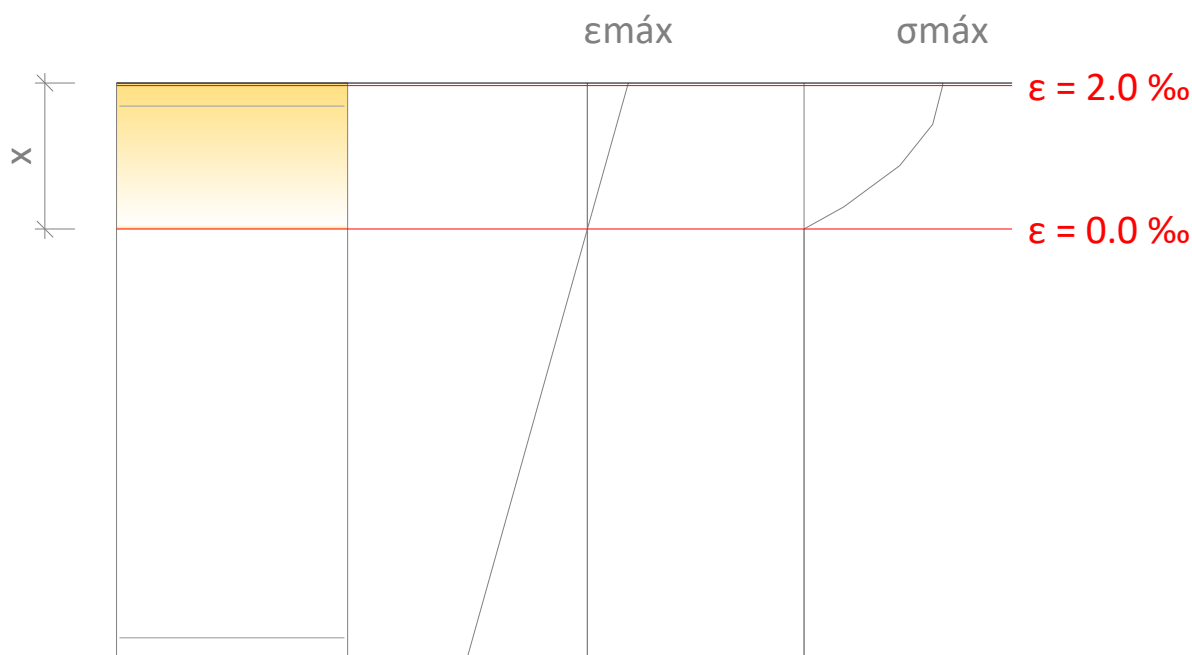
$$2595.81 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 2498.46 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Momento nominal

$$M_n : \underline{2884.23} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Factor de reducción de resistencia

$$\phi : \underline{0.90}$$



$\epsilon_{mín}$

Deformación máxima y mínima

$\epsilon_{máx} = 2.03 \text{ ‰}$

$\epsilon_{mín} = -6.01 \text{ ‰}$

Tensión máxima en el hormigón

$f_c = 38.25 \text{ MPa}$

Profundidad de la fibra neutra

$x = 189.67 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos

Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ϵ (‰)
A. 7950	345	351.17	1.71
A. 7950	-345	-500.00	-5.69
FRP	-376	-834.07	-5.45

*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($\psi_f = 0.85$).

5.3. Estados límite de servicio

La tensión en el acero de refuerzo bajo cargas de servicio debe limitarse al 80% del límite elástico. Además, la tensión de compresión del concreto bajo cargas de servicio debería limitarse al 60% de la resistencia a compresión (ACI 440.2R-17, 10.2.8).

$$f_{s,s} \leq 0.8 \cdot f_y$$

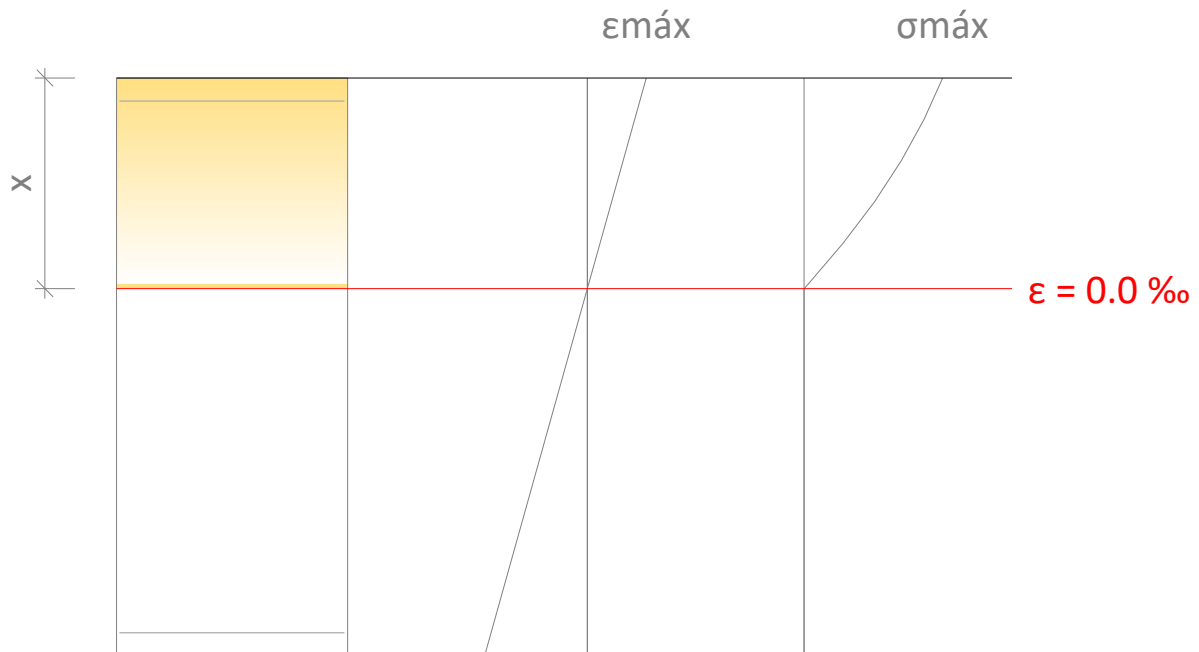
$$f_{c,s} \leq 0.6 \cdot f'_c$$

La tensión sostenida debería limitarse como se expresa en la ec. (ACI 440.2R-17, 10.2.9):

$$f_{f,s} \leq 0.55 \cdot f_{fu}$$

Equilibrio de fuerzas de la sección para cargas de servicio

$$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$



Deformación máxima y mínima	$\epsilon_{máx} = 1.12 \text{ ‰}$ $\epsilon_{mín} = -1.96 \text{ ‰}$
Tensión máxima en el hormigón	$f_c = 30.88 \text{ MPa}$
Profundidad de la fibra neutra	$x = 273.39 \text{ mm}$

Tensión y deformación de los refuerzos			
Ref.	Coord. Y (mm)	f (MPa)	ε (‰)
A. 7950	345	204.79	1.00
A. 7950	-345	-375.78	-1.83
FRP	-376	-212.93	-1.39
*: La tensión en FRP se ve afectada por un coeficiente reductor adicional ($\psi_f = 0.85$).			

5.4. Resistencia al fuego (t=0 min.)

Límites del refuerzo. Sección no reforzada.

$$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

Momento nominal

Factor de reducción de resistencia

$$2738.57 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 2017.91 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

$$M_n : \underline{2738.57} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi : \underline{1.00}$$

La resistencia nominal del elemento no reforzado supera la requerida para la combinación de cargas correspondiente a la situación de incendio. El refuerzo FRP, por tanto, no es necesario durante la situación de incendio, y no es necesario aplicarle protección. Si se necesita una cierta resistencia al fuego, el proyectista debe evaluar la necesidad de necesidad de aplicar una protección al elemento de hormigón armado de acuerdo con la normativa local.

5.5. Longitud de anclaje

La longitud de anclaje disponible para el refuerzo FRP debe ser superior al valor:
Refuerzo FRP principal

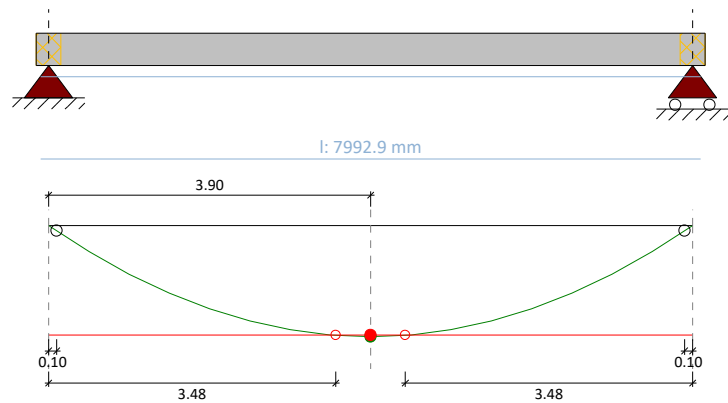
$$l_{df} = \sqrt{\frac{n \cdot E_f \cdot t_f}{\sqrt{f'_c}}}$$

$$l_{df} : \underline{193.8 \text{ mm}}$$

Refuerzo FRP. Tipo de flexión: Positiva

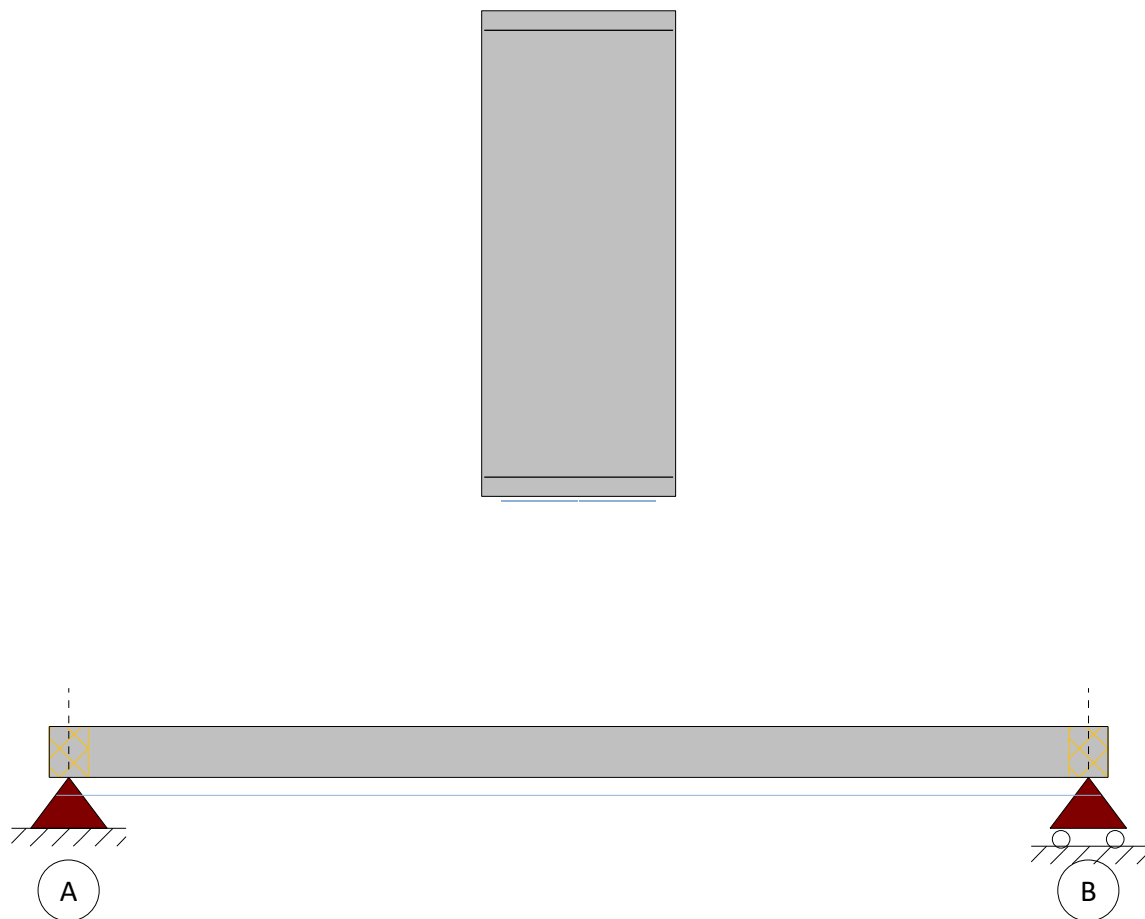
Refuerzo FRP principal (Pegado) l_{df} : 193.8 mm
2 x Sika® CarboDur® E1214

- $M_{cr} = 116.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $\phi \cdot M_n \text{ (Sección no reforzada)} = 2464.72 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_u \text{ (Cargas previstas)} = 2498.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $\phi \cdot M_n \text{ (Sección reforzada)} = 2595.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$



5.6. Disposición del FRP

Los resultados previos corresponden al siguiente esquema FRP:
Refuerzo FRP principal: 2 (Sika® CarboDur® E1214)



6. ESPECIFICACIÓN DE PRODUCTO

6.1. Laminados Sika CarboDur® adheridos

El refuerzo se efectuará mediante el uso de laminados pultruidos Carbodur a base de polímero reforzado, adherido externamente a la estructura mediante adhesivo epoxi Sikadur®-30.

El material será un laminado unidireccional pultruido de CFRP, con un contenido volumétrico de fibra >68%.

Los laminados estarán totalmente rectos, planos y libres de torsión.

El material dispondrá de un registro de utilización (> 25 años) para refuerzo estructural.

Se aportarán certificados de ensayos del adhesivo tras envejecimiento acelerado de 100 días.

6.1.1. Preparación de la superficie de hormigón/concreto

Cualquier material no cohesivo será retirado, y el hormigón/concreto será reparado tal y como se indica anteriormente. Cualquier oquedad significativa o nido de grava será rellenado con un mortero de reparación adecuado.

Los materiales de reparación serán totalmente compatibles con el adhesivo.

La resistencia real a arrancamiento del soporte de hormigón/concreto será verificada al menos mediante 3 ensayos de pull-off.

El hormigón/concreto tendrá una edad superior a 28 días.

La lechada superficial en el sustrato será eliminada hasta que se logre una superficie de poro abierto.

La superficie del soporte será limpiada hasta que quede libre de aceites, grasas y cualquier otro contaminante, así como de partículas sueltas y polvo.

La humedad del soporte será inferior al 4% pbw.

6.1.2. Laminados Sika CarboDur®

Los materiales cumplirán con las prestaciones mínimas indicadas a continuación:

6.1.2.1. Propiedades de los laminados Sika CarboDur® E:

Contenido volumétrico en fibra		> 68%
Temperatura de trans. vítrea.		> 100°C
Módulo Elástico	EN 2561/ASTM D3039	≈ 180000 N/mm ² (MPa)
Resistencia a tracción	EN 2561/ASTM D3039	≈ 2180 N/mm ² (MPa)
Deformación de rotura	EN 2561/ASTM D3039	> 1.05%

6.1.3. Adhesivo epoxi

El material será en base epoxi, pudiendo emplearse el mismo producto como imprimación, masilla de regularización y adhesivo.

El material no emitirá sustancias peligrosas para la salud, higiene o medio ambiente.

El material será resistente a la fluencia a largo plazo, probado mediante ensayo independiente.

El material cumplirá con los requerimientos de la EN 1504-4 como adhesivo estructural para la adhesión de placas de refuerzo.

6.1.3.1. Propiedades del adhesivo Sikadur®-30:

El adhesivo cumplirá con lo establecido en la EN 1504-4.

Densidad (mezcla A+B) a +23°C	1.65 kg/l + 0.1 kg/l
Resistencia al corte oblicuo sobre acero:	50° ≥ 50 N/mm ²
	60° ≥ 60 N/mm ²
	70° ≥ 70 N/mm ²
Capacidad de adherencia:	≥ 14 N/mm ²
Resistencia a cortante:	≥ 12 N/mm ²
Resistencia a compresión:	≥ 30 N/mm ²
Retracción / expansión:	≤ 0.1%
Trabajabilidad:	85 min. a 23°C
Sensibilidad al agua	Pasa
Módulo elástico:	≥ 2000 N/mm ²
Coefficiente de dilatación térmica:	≤ 100 x 10 ⁻⁶
Temperatura de transición vítrea:	≥ 40°C
Durabilidad	Pasa

Cumplimiento de los requerimientos FIP

Deslizamiento	Sin escurrimiento hasta 3 -5 mm en vertical
Compresibilidad	4000 m ² a +15°C a 15 kg
Variación volumétrica	0.04%
Resistencia a cortante a 15°C	>14 N/mm ²
Resistencia a cortante a 35°C	>26 N/mm ²
Módulo elástico a compresión	9600 N/mm ²
Módulo elástico a tracción	11200 N/mm ²

6.1.4. Procedimiento de aplicación

Los laminados serán cortados a la medida necesaria mediante disco de corte o sierra de corte.

Los laminados serán limpiados y desengrasados con Sika® Colma® Limpiador o limpiador basado en alcohol isopropílico.

El adhesivo será aplicado en los laminados de modo que quede un espesor de aproximadamente 1 mm en los laterales y 2 mm en el eje de la lámina.

Una capa fina de adhesivo será extendida sobre el soporte ya preparado para rellenar cualquier irregularidad o pequeñas oquedades.

La lámina será colocada sobre el soporte y presionada sobre él, inicialmente de forma manual y controlada y posteriormente con un rodillo rígido de goma, hasta que el adhesivo escurra por ambos laterales de la lámina. El exceso de material será retirado.

En el caso de las intersecciones de laminados, la superficie de la placa inferior debe limpiarse de suciedad y grasa, y un suplemento de adhesivo se aplicará a ambos lados de la placa inferior de modo que el laminado superior esté en contacto con el soporte en toda su longitud.

El sistema adherido sobre el adhesivo fresco permanecerá inmóvil durante al menos 24 horas, libre de vibraciones al menos durante el periodo de curado del adhesivo.

Si fuera necesario, el sistema aplicado será protegido mediante un revestimiento adecuado (se dispondrán de ensayos de compatibilidad entre el revestimiento y el laminado).

7. AVISO LEGAL

EL USO Y/O LA APLICACIÓN DEL SOFTWARE Y LOS RESULTADOS RESPECTIVOS DEBEN SER DETERMINADOS SOLAMENTE POR USUARIOS PROFESIONALES CON CONOCIMIENTOS ESPECIALES EN EL ÁREA DEL USO Y/O LA APLICACIÓN PREVISTO/A. LOS USUARIOS TIENEN QUE VERIFICAR INDEPENDIENTEMENTE LOS RESULTADOS OBTENIDOS ANTES DEL USO. TAMBIÉN TIENEN QUE SEGUIR RIGUROSAMENTE LAS CONDICIONES LOCALES DEL USO Y/O DE LA APLICACIÓN, LAS HOJAS DE DATOS DE PRODUCTOS Y LA LITERATURA RESPECTIVA, EL ESTADO DE LA TÉCNICA ASÍ COMO LAS NORMATIVA Y REGLAMENTACIÓN LOCALES.

El software está disponible "TAL CUAL" Y SIN NINGUNA GARANTÍA O INDEMNIZACIÓN DE NINGUNA CLASE. SIKa NO OTORGA GARANTÍAS, CONDICIONES, INDEMNIZACIONES, REPRESENTACIONES O TÉRMINOS, EXPRESOS O IMPLÍCITOS, YA SEA POR ESTATUTO, JURISPRUDENCIA, COSTUMBRE, USO O POR CUALQUIER OTRA FORMA en relación con el uso del software.

En ningún caso Sika será responsable ante usted por cualquier daño, reclamación o costos de cualquier naturaleza, ni de ningún daño resultante, indirecto, incidental, punitivo o especial, ni de perjuicios o pérdida de ahorros o de cualquier otro tipo que surja de cualquier forma debido a la instalación, uso o mantenimiento del software.

Esta información y, en particular, las recomendaciones relativas a la aplicación y uso final del producto, están dadas de buena fe, basadas en el conocimiento actual y la experiencia de Sika de los productos cuando son correctamente almacenados, manejados y aplicados, en situaciones normales, dentro de su vida útil y de acuerdo con las recomendaciones de Sika. En la práctica, las posibles diferencias en los materiales, soportes y condiciones reales en el lugar de aplicación son tales, que no se puede deducir de la información del presente documento, ni de cualquier otra recomendación escrita, ni de consejo alguno ofrecido, ninguna garantía en términos de comercialización o idoneidad para propósitos particulares, ni obligación alguna fuera de cualquier relación legal que pudiera existir. El usuario debe ensayar la conveniencia de los productos para la aplicación y la finalidad deseadas. Sika se reserva el derecho de modificar las propiedades de sus productos. Se reservan los derechos de propiedad de terceras partes. Los pedidos son aceptados en conformidad con los términos de nuestras vigentes Condiciones Generales de Venta y Suministro. Los usuarios deben conocer y utilizar la versión última y actualizada de las Hojas de Datos de Productos, copias de las cuales se mandarán a quién las solicite.

Salvo que se indique lo contrario, toda la información, texto, imágenes gráficas, características o funciones, y el diseño contenidos en este software son propiedad exclusiva de Sika y no podrán ser copiados o distribuidos, en su totalidad o en parte, sin el consentimiento expreso y por escrito de la Compañía

Al facilitar información a Sika, usted concede a la Compañía la licencia no restringida e irrevocable para utilizar, reproducir, exhibir, modificar, distribuir y reproducir tal información. La información personal será utilizada por Sika sólo para procesar solicitudes de información efectuadas por el usuario o para la comercialización de nuestros productos y servicios.

© Copyright Sika Services AG 2016

8. ACERCA DE SIKa® CARBODUR® CALCULATION SOFTWARE

Desarrollado por:



Cype Software - Eusebio Sempere, 5 - 03003 Alicante (España)

www.cype.com

Sika Services AG
Corporate Tech. Dept.
Tüffenwies 16
8048 Zürich (Suiza)
www.sika.com

Elemento: Refuerzo vigas latera...
Fecha: 14/03/2025
Editor:
Proyecto: Hospital 12 de Octubr...
Notas: Refuerzo necesario para transformar una pared lateral colgada del vaso de piscina en una viga resistente de 30x75 cm.

BUILDING TRUST



HOJA DE DATOS DEL PRODUCTO

Sika® CarboDur® E

Laminados de fibra de carbono pultrusionados para refuerzo estructural como parte del sistema Sika CarboDur®

DESCRIPCION DEL PRODUCTO

Los laminados Sika® CarboDur® E son polímeros armados con fibras de carbono pultrusionadas (CFRP) diseñados para el refuerzo de estructuras de hormigón, madera, mampostería, acero y estructuras de polímero de fibra reforzado.

Los laminados Sika® CarboDur® E se adhieren a la estructura como una armadura externa usando la resina epoxi Sikadur®-30.

Consultar la Hoja de Datos de Producto del adhesivo para ver más datos sobre el mismo.

USOS

Sika® CarboDur® E puede ser usado solamente por profesionales con experiencia.

Los sistemas Sika® CarboDur® E se emplean para mejorar, incrementar o reparar estructuras por:

Incrementos de cargas:

- Incremento de la capacidad resistente en losas, vigas y secciones de puentes.
- Instalación de maquinaria pesada en edificios industriales.
- Estructuras sometidas a vibraciones.
- Cambios de uso de la estructura.

Daños de elementos estructurales debidos a:

- Deterioro de los materiales originales de la estructura.
- Corrosión de las armaduras
- Accidentes en la estructura (impactos, sismo, fuego)

Mejora de las condiciones de servicio:

- Disminución de flechas y deformaciones.
- Corrosión de las armaduras con disminución de secciones útiles.
- Reducción de la fatiga.

Cambio del esquema estructural:

- Eliminación de muros o columnas.
- Apertura de huecos en forjados para instalación de ascensores, escaleras.

Resistencia a posibles sucesos:

- Incrementar la resistencia a sismos, impactos, explosiones, etc

Defectos de proyecto o construcción:

- Armadura insuficiente.
- Defectos de ejecución.

CARACTERISTICAS / VENTAJAS

- No se corroe.
- Muy altas resistencias.
- Excelente durabilidad y resistencia a la fatiga.
- Disponible en cualquier longitud, no requiere juntas.
- Espesor total pequeño con fácil solape y cruce de laminados.
- Fácil de transportar (rollos).
- Muy fácil de instalar, especialmente en techos (sin fijación temporal).
- Requiere una preparación mínima.
- Los extremos del laminado están limpios sin fibras al descubierto gracias al proceso de pultrusión.
- Certificados disponibles de distintos países.

INFORMACION DEL PRODUCTO

Contenido de fibra en Volumen	> 70 %			
Presentación	Longitudes disponibles de 5, 25 y de 100 m.			
Conservación	Ilimitada			
Condiciones de Almacenamiento	No exponer a la luz directa del sol y mantener en condiciones secas a temperaturas inferiores a los 50°C. Transporte: sólo en el embalaje original y protegido contra cualquier daño mecánico.			
Apariencia / Color	Matriz de polímeros reforzada con fibra de carbono, negro.			
Dimensiones	Tipo	Ancho	Espesor	Sección
	Sika® CarboDur® E 512	50 mm	1.2 mm	60 mm ²
	Sika® CarboDur® E 514	50 mm	1.4 mm	70 mm ²
	Sika® CarboDur® E 812	80 mm	1.2 mm	96 mm ²
	Sika® CarboDur® E 814	80 mm	1.4 mm	112 mm ²
	Sika® CarboDur® E 1014	100 mm	1.4 mm	140 mm ²
	Sika® CarboDur® E 1214	120 mm	1.4 mm	168 mm ²

INFORMACION TECNICA

Resistencia a tracción del Laminado	Valor medio	Valor Característico*	(ASTM D3039)
	2200 N/mm²	2000 N/mm²	
	Valores en la dirección longitudinal de las fibras		
* 5 % percentil			
Módulo de Elasticidad a Tracción del Laminado	Valor medio	Valor Característico*	(ASTM D3039)
	180 kN/mm²	170 kN/mm²	
	Valor en la dirección longitudinal de las fibras		
* 5 % percentil			
Elongación a Rotura del Laminado	Medio	Característico*	(ASTM D3039)
	1.22 %	1.18 %	
	Valor en la dirección longitudinal de las fibras		
* 5% percentil			
Reacción al Fuego	Los laminados Sika® CarboDur® E que requieran protección frente al fuego pueden ser protegidos con materiales resistentes al fuego.		

INFORMACION DEL SISTEMA

Estructura del Sistema	La configuración del sistema como se describe se debe cumplir completamente y no puede ser modificado	
	Adhesivo	Sikadur®-30
	Laminado CFRP	Sika® CarboDur® E
	Para más información sobre Sikadur®-30 ver la Hoja técnica más actualizada.	

INFORMACION DE APLICACIÓN

Consumo	Ancho del laminado CarboDur®	Consumo de Sikadur®-30
	30 mm	0.15–0.21 kg/m
	50 mm	0.25–0.35 kg/m
	80 mm	0.40–0.55 kg/m
	100 mm	0.55–0.80 kg/m
	120 mm	0.65–1.00 kg/m

NOTAS

Todos los datos técnicos indicados en estas Hojas de Datos de Producto están basados en ensayos de laboratorio. Las medidas reales de estos datos pueden variar debido a circunstancias más allá de nuestro control.

DOCUMENTOS ADICIONALES

Procedimiento de Ejecución

Adhesión exterior de laminados Sika® CarboDur®

LIMITACIONES

- Un ingeniero con la formación apropiada debe ser el responsable del diseño del refuerzo.
- Esta aplicación es estructural por tanto se debe tener especial cuidado en seleccionar, para realizar los trabajos, aplicadores especializados y con experiencia.
- Los sistemas de refuerzo Sika® CarboDur® E deben protegerse de la exposición directa del sol, humedad y/o agua.
- Consultar el Procedimiento de Ejecución y las Hojas Técnicas de los materiales de revestimiento que pueden emplearse, en situaciones donde los sistemas vayan a estar total o parcialmente expuestos.
- La temperatura máxima de servicio es 50°C.
- Consultar procedimiento de ejecución del Sika® CarboDur® E.

Nota:

Para cualquier aclaración rogamos consulten con nuestro Departamento Técnico

ECOLOGIA, SEGURIDAD E HIGIENE

REGULACIÓN (EC) Nº 1907/2006 - REACH

Este producto es un artículo tal y como se define en el artículo 3 del Reglamento (CE) No. 1907/2006 (REACH). No contiene sustancias destinadas a ser liberadas, en condiciones de uso normales o razonablemente previsibles. No es necesaria una hoja de datos de seguridad conforme al artículo 31 del mismo reglamento para comercializar, transportar o usar el producto. Para un uso seguro, siga las instrucciones dadas en la hoja de datos del producto. Según nuestro conocimiento actual, este producto no contiene SVHC (sustancias extremadamente preocupantes) como se enumera en el Anexo XIV del reglamento REACH o en la lista de sustancias candidatas publicada por la Agencia Europea de Sustancias Químicas en concentraciones superiores al 0,1% (p/p).

INSTRUCCIONES DE APLICACION

CALIDAD DEL SOPORTE

Los laminados Sika® CarboDur® E adheridos externamente a la superficie del hormigón

La resistencia al arrancamiento mínima recomendada tras la preparación de la superficie debe ser:

- Medio: 2.0 N/mm²
- Mínimo: 1.5 N/mm²

La resistencia al arrancamiento tiene que verificarse después de preparar la superficie.

Si la resistencia al arrancamiento del hormigón está por debajo de los requisitos mínimos establecidos, hay soluciones alternativas de Sika disponibles:

- CarboDur® aplicado como refuerzo NSM
- Tejidos SikaWrap®: Ver la Hoja Técnica de los tejidos SikaWrap®

El hormigón debe tener una edad mínima de 28 días (dependiendo de las condiciones de curado, del tipo de hormigón, etc)

PREPARACION DEL SOPORTE

El hormigón debe ser limpiado y preparado hasta obtener una superficie de poro abierto, limpia y sin contaminantes.

Consultar el Procedimiento de Ejecución del Sika CarboDur®

METODO DE APLICACIÓN / HERRAMIENTAS

Ver Hoja de Datos de Producto de Sikadur®-30

Consultar procedimiento de ejecución del Sika® CarboDur® E.

RESTRICCIONES LOCALES

Tenga en cuenta que como resultado de las regulaciones locales específicas, el funcionamiento del producto puede variar de un país a otro. Por favor, consulte la Hoja de Datos de Producto local para la descripción exacta de los campos de aplicación.

NOTAS LEGALES

Esta información y, en particular, las recomendaciones relativas a la aplicación y uso final del producto, están dadas de buena fe, basadas en el conocimiento actual y la experiencia de Sika de los productos cuando son correctamente almacenados, manejados y aplicados, en situaciones normales, dentro de su vida útil y de acuerdo con las recomendaciones de Sika. En la práctica, las posibles diferencias en los materiales, soportes y condiciones reales en el lugar de aplicación son tales, que no se puede deducir de la información del presente documento, ni de cualquier otra recomendación escrita, ni de consejo alguno ofrecido, ninguna garantía

en términos de comercialización o idoneidad para propósitos particulares, ni obligación alguna fuera de cualquier relación legal que pudiera existir. El usuario debe ensayar la conveniencia de los productos para la aplicación y la finalidad deseadas. Sika se reserva el derecho de modificar las propiedades de sus productos. Se reservan los derechos de propiedad de terceras partes. Los pedidos son aceptados en conformidad con los términos de nuestras vigentes Condiciones Generales de Venta y Suministro. Los usuarios deben conocer y utilizar la versión última y actualizada de las Hojas de Datos de Productos, copias de las cuales se mandarán a quién las solicite.

OFICINAS CENTRALES Y FABRICA

Carretera de Fuencarral, 72
P. I. Alcobendas
Madrid 28108 - Alcobendas
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38



Hoja De Datos Del Producto

Sika® CarboDur® E

Marzo 2023, Versión 01.06

020206010010000044

OFICINAS CENTRALES Y CENTRO LOGÍSTICO

C/ Aragoneses, 17
P. I. Alcobendas
Madrid 28108 - Alcobendas
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

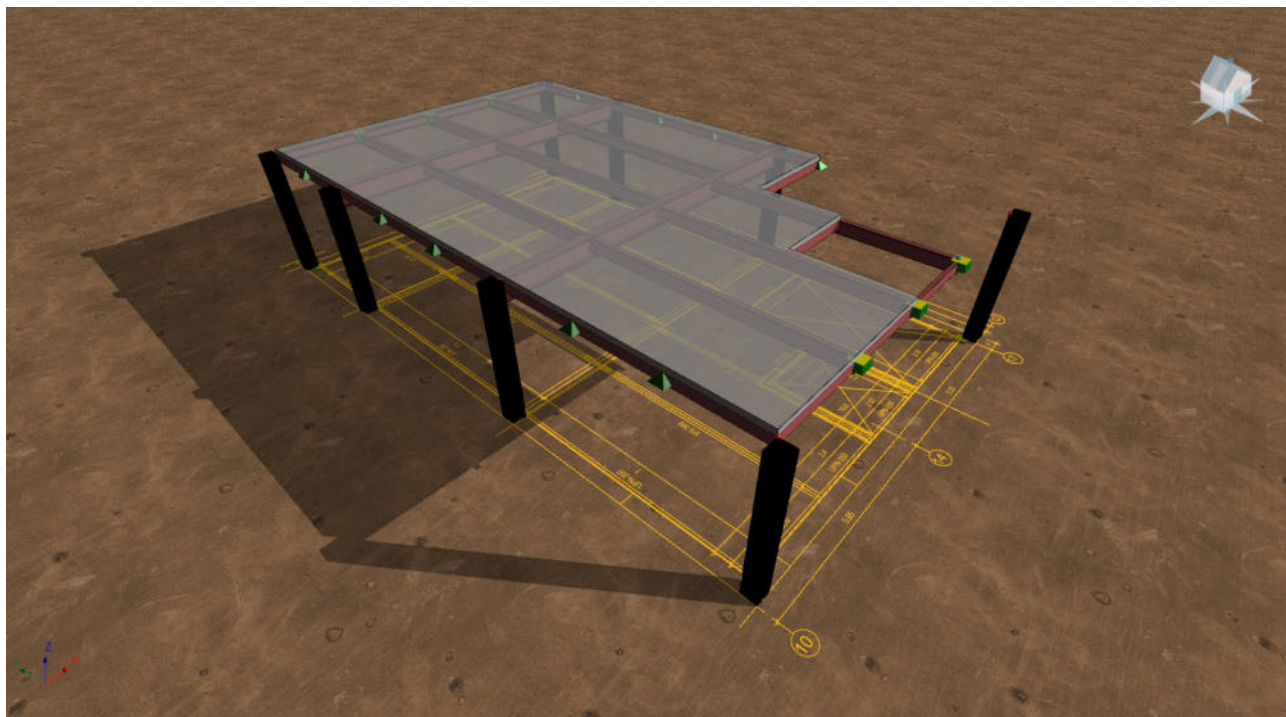
SikaCarboDurE-es-ES-(03-2023)-1-6.pdf



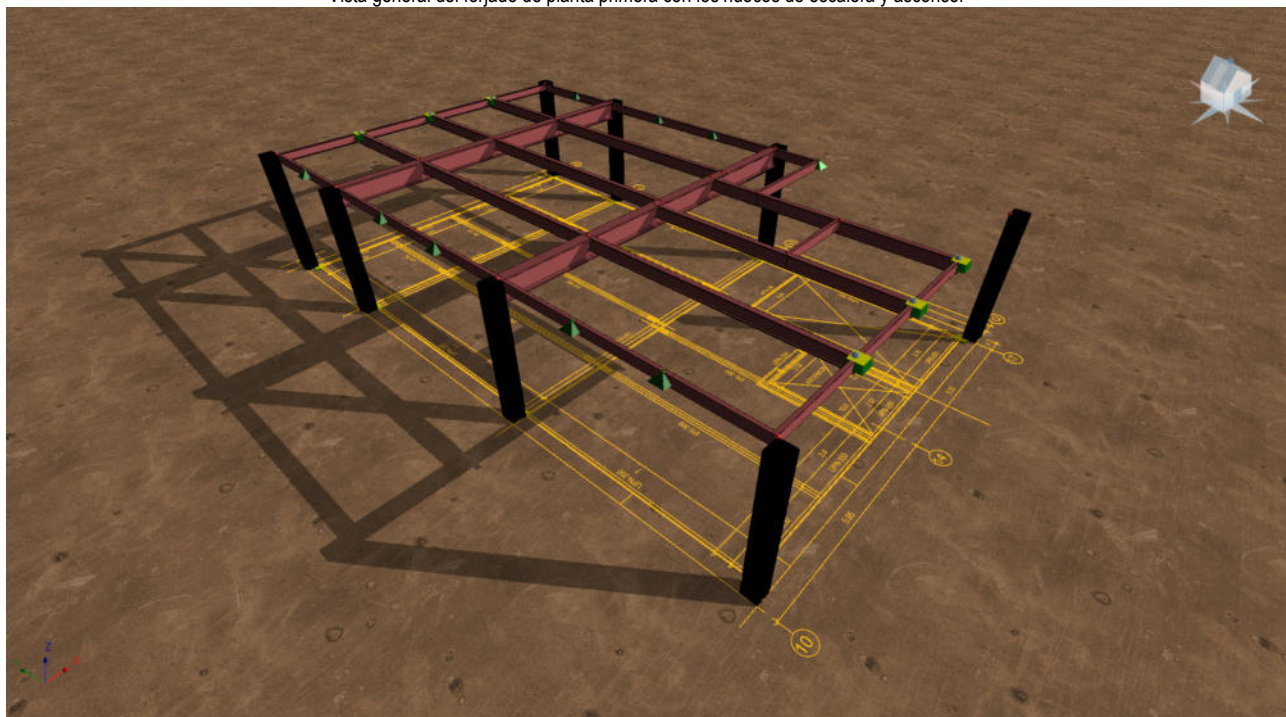
EXPEDIENTE Y AUTOR DEL ENCARGO

Referencia	Descripción	Fecha	Dirección Localidad	Proyectado por
RP - 12 Octubre - Rehabilitación Pediátrica- Estructura de forjado planta primera		06/03/2025		Rafael F. Pérez Pérez

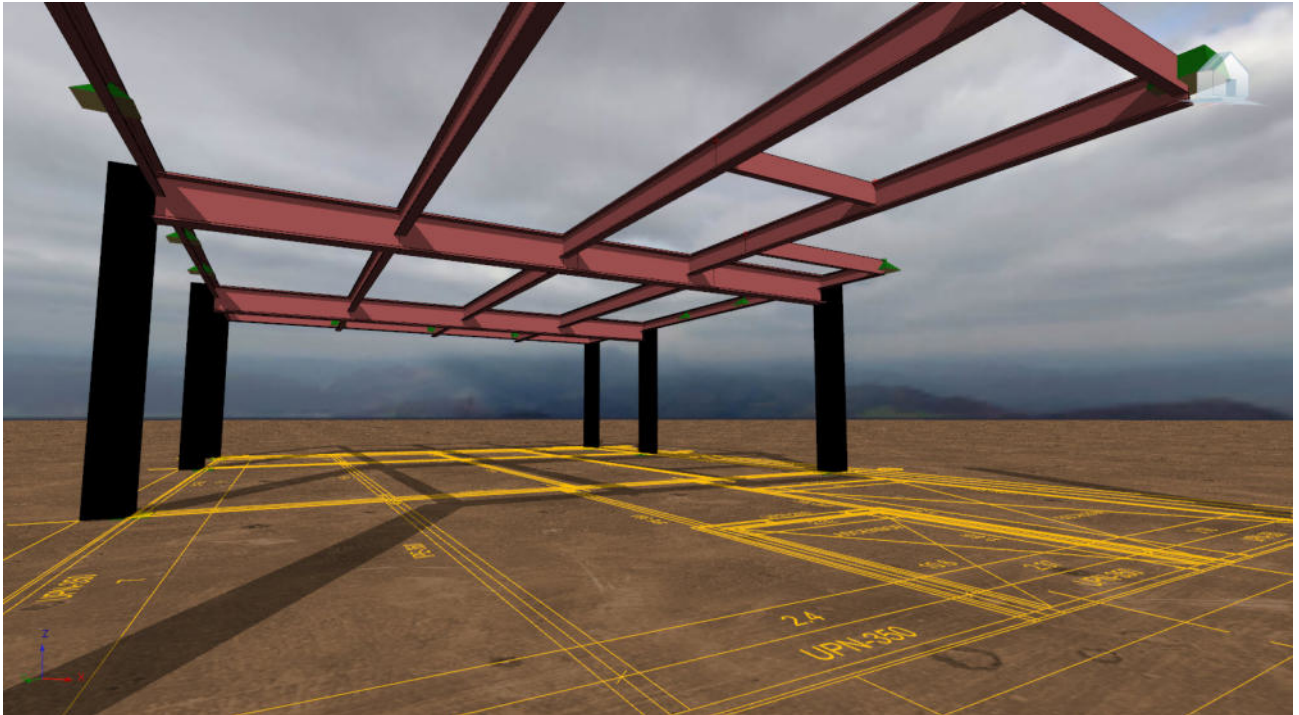
MEMORIA DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE FORJADO DE CHAPA COLABORANTE EN LA PLANTA PRIMERA, ZONA DE REHABILITACIÓN PEDIÁTRICA HOSPITAL 12 DE OCTUBRE



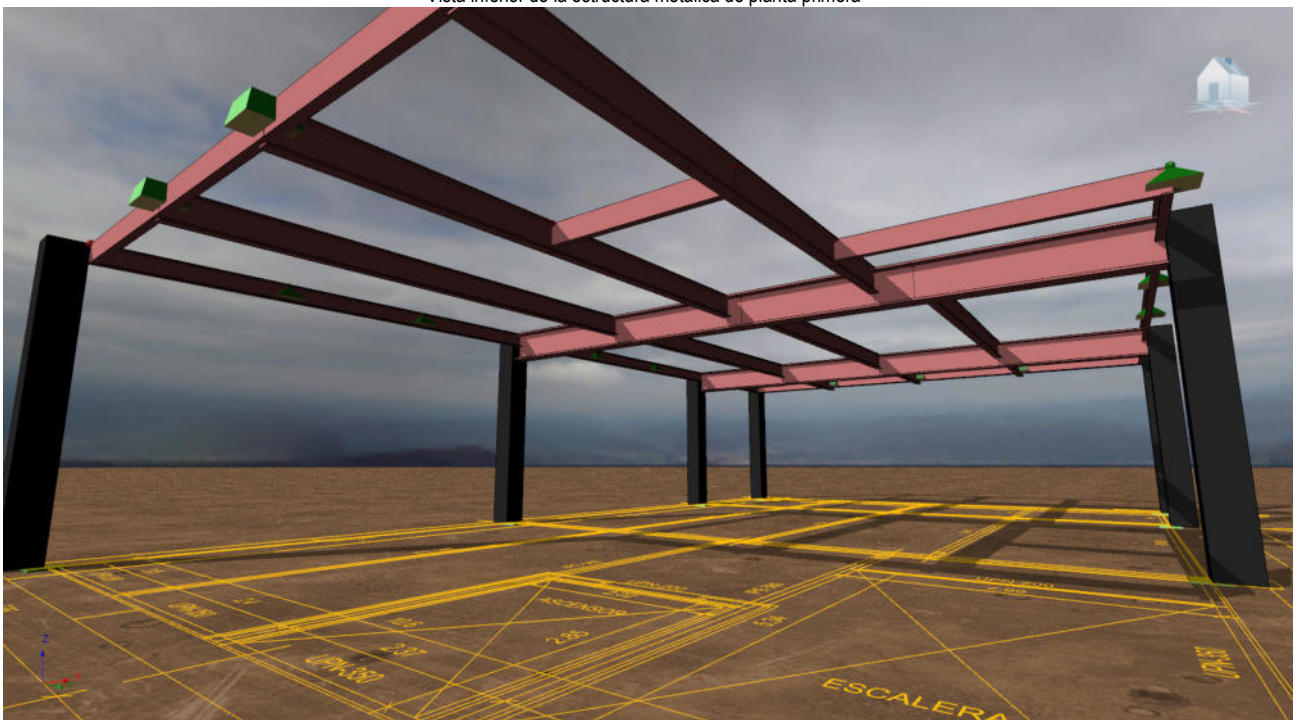
Vista general del forjado de planta primera con los huecos de escalera y ascensor



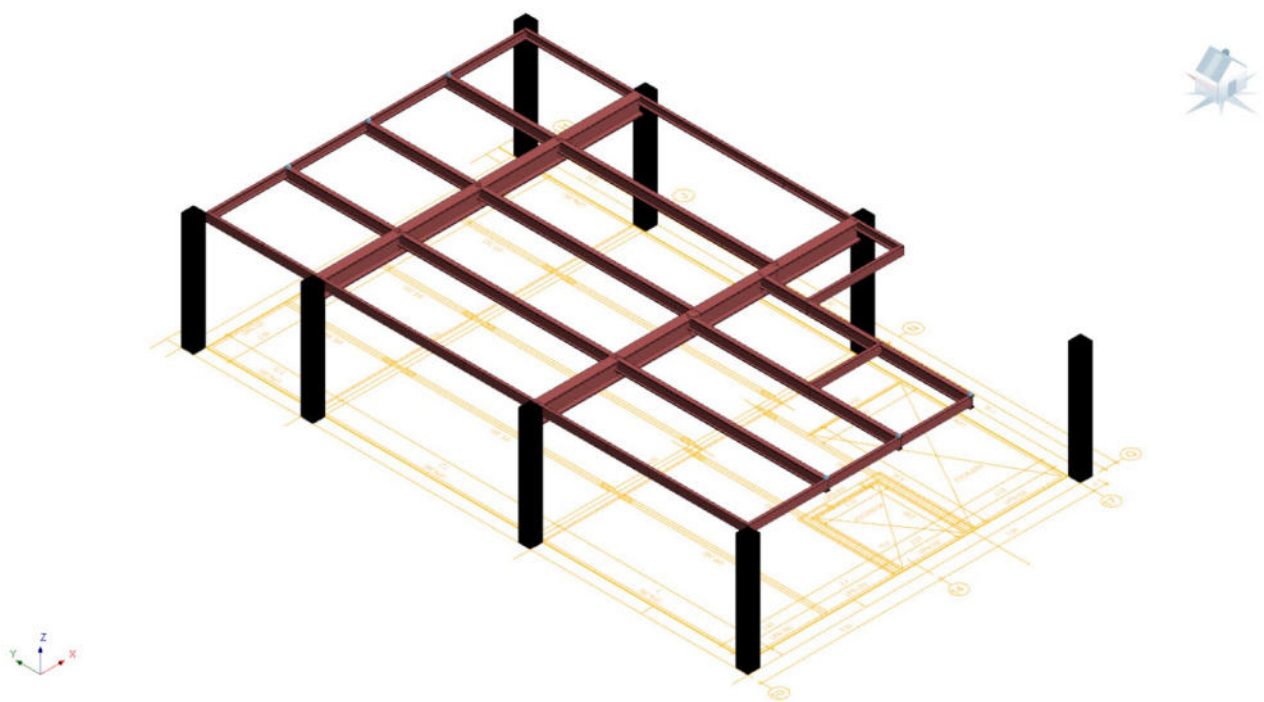
Vista general de la estructura metálica del forjado de planta primera



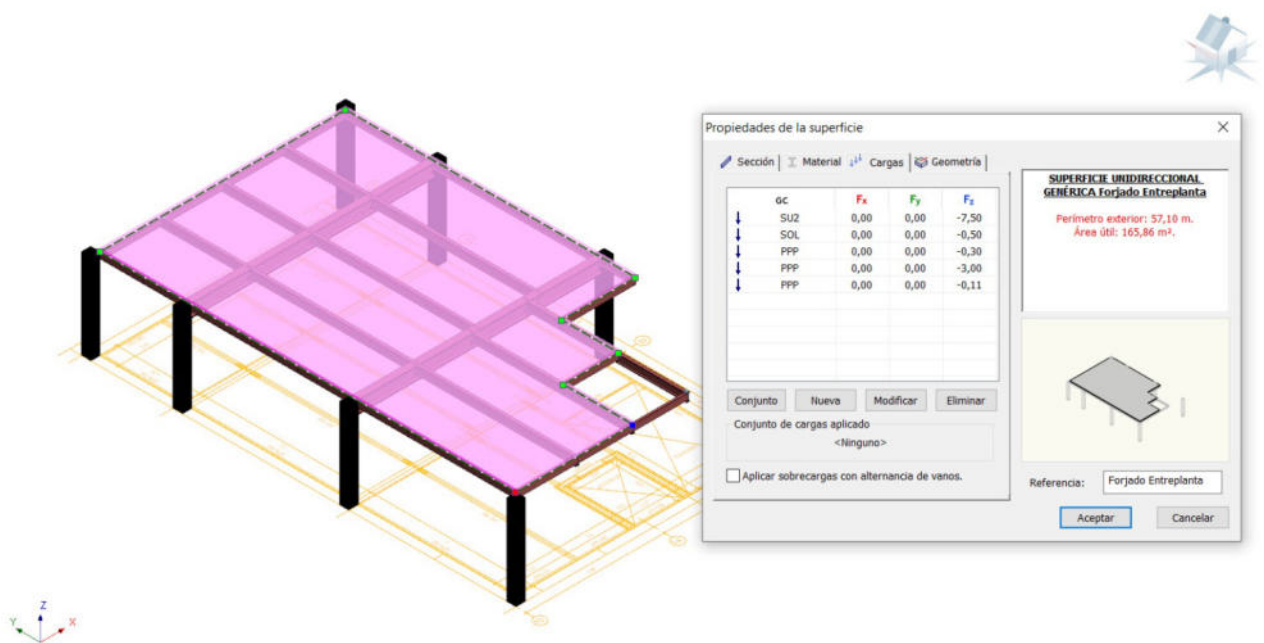
Vista inferior de la estructura metálica de planta primera



Vista inferior de la estructura metálica de planta primera desde el hueco de escalera



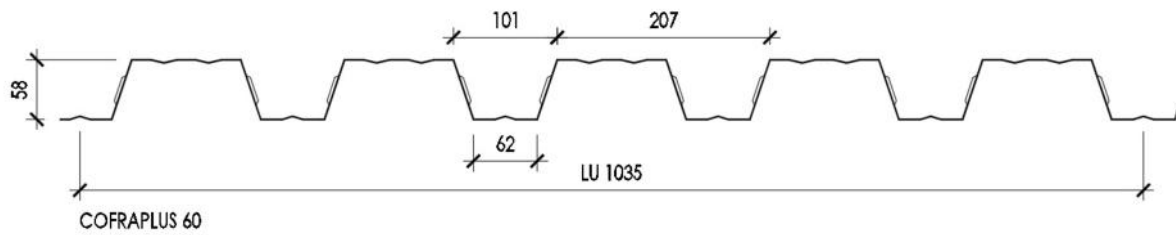
Vista axonométrica de la estructura



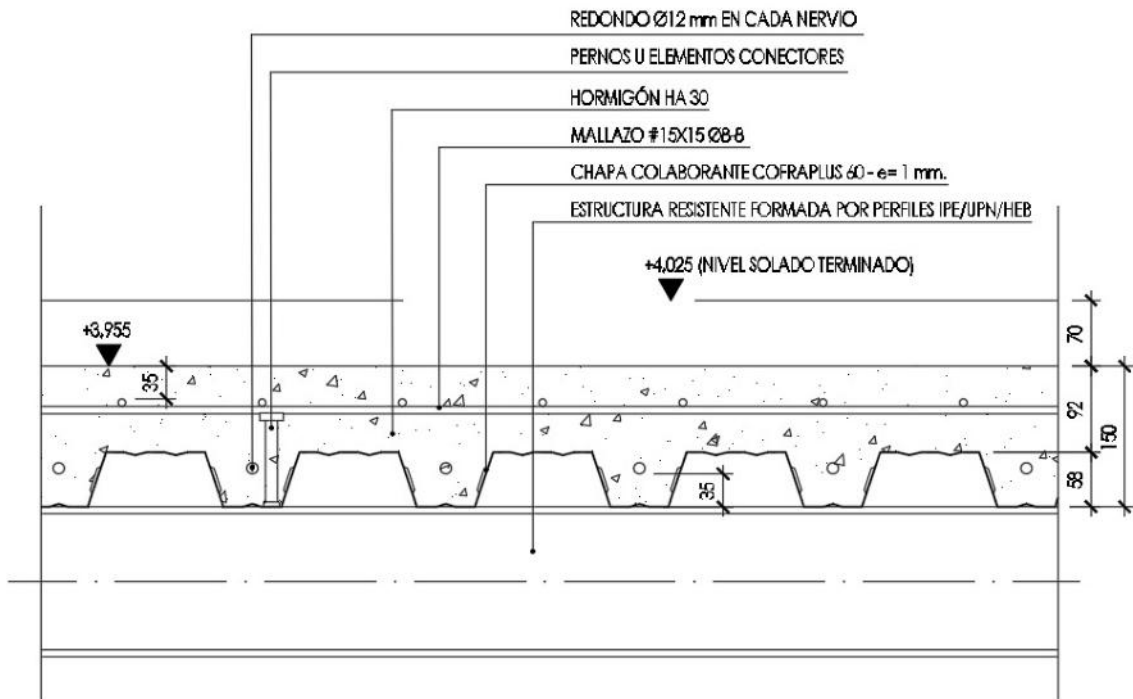
Cargas aplicadas en el nuevo forjado de chapa colaborante de planta primera



Proceso de cálculo del conjunto terminado



Chapa Cofraplus 60 de 1 mm de espesor



Sección constructiva del forjado de chapa colaborante de planta baja

En la zona de pediatría, encima del vaso de piscina de la planta baja del hospital, existe un vacío que se quiere dividir en dos mediante la creación de un forjado que cubra la totalidad de la superficie y que deje únicamente un hueco para el ascensor, un hueco para la escalera que comunique la planta semisótano, la planta baja y esta planta primera y, finalmente, un par de huecos secundarios para la introducción de instalaciones.

Para cubrir esta superficie se calcula un forjado de perfiles metálicos sobre los que se coloca un perfil de chapa colaborante tipo Cofraplus 60 de 1 mm de espesor, una capa de compresión HA-30/B/20/IIa de espesor total 15 cm - espesor medio de 12 cm- a la que se coloca un mallazo en toda su superficie de #15x15Ø8-8 y un redondo Ø12 mm en cada nervio para asegurar la estabilidad a fuego.

Perimetralmente, para unirlo a los muros existentes de 40 cm de espesor en H.A., se coloca un perfil UPN-260 anclado mediante tacos mecánicos Fischer Faz II 12/10 colocados cada 50 cm al “tres bolillo”.

Las vigas principales son 2 HEB-550 y en su entrega al muro de hormigón se utilizarán 10 tacos Fischer FHB II A L M24x210/50 y dos angulares LPN 50.5.

Como vigas intermedias, dispuestas cada 2,65 m se disponen perfiles IPN-340 embrochados a los perfiles anteriores.

Para asegurar la transmisión de esfuerzos negativos en los apoyos de los perfiles IPN-340 sobre las vigas principales HEB-550 se colocarán pletinas rectas de dimensiones 1000.100.10 mm y 650.100.10 mm, según se detalla en planos.

Sobre los perfiles metálicos de la estructura, y una vez dispuesta la chapa colaborante, se colocarán pernos o conectores metálicos, de la altura y separación indicadas por la empresa suministradora de las chapas, para asegurar que la losa de hormigón trabaja conjuntamente con la estructura metálica.

Las cargas previstas en el cálculo son:

Sobrecarga de uso	7,5 kN/m2.
Peso propio de la losa de 12 cm Hormigón	3,0 kN/m2.
Peso propio del solado	0,5 kN/m2.
Peso propio de la chapa lagrimada	0,1137 kN/m2.
Peso propio de falso techo e instalaciones	0,3 kN/m2.

Toda la estructura llevará proyectado o pintura contra fuego para 90’.

Anexo de Cálculo

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Estructura vertical

La estructura vertical esta compuesta de de 1 planta sustentada con placas de apoyo a pilares y muros de hormigon.

Estructura horizontal

La estructura horizontal está compuesta de un entramado de vigas metálicas .

Cimentación

No procede, la estructura está sustentada sobre apoyos.

NORMATIVA APLICADA

- **Normativa aplicable a edificación en general:**
 - *Código Técnico de la Edificación (CTE)*. Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo. Texto modificado por RD 1371/2007, de 19 de octubre (BOE 23/10/2007) y corrección de errores (BOE 25/01/2008). Se consideran de aplicación los siguientes documentos básicos:
 - **CTE-DB-SE: Seguridad estructural**
 - **CTE-DB-SE-AE: Acciones en la edificación**
- **Normativa aplicable a elementos constructivos de acero:**
 - *Código Técnico de la Edificación - Documento Básico SE-A de Estructuras de acero (CTE-DB-SE-A)*.
 - *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios*. UNE-ENV 1993-1-1:2008.
 - *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras*. UNE-EN 10025:2006.
 - *Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado y de grano fino*. UNE-EN 10210:2007.
 - *Perfiles huecos para construcción soldados, conformados en frío de acero no aleado y de grano fino*. UNE-EN 10219:2007.
- **Normativa aplicable a elementos constructivos de hormigón:**
 - *Código Estructural (CE - 21)*, Real Decreto 470 / 2021, de 29 de junio

BASES DE CÁLCULO

Cumplimiento de las exigencia básicas de seguridad estructural

Resistencia y estabilidad (SE 1). Estados Límite Últimos

De acuerdo con el Art.10.1 de CTE-DB-SE, «la resistencia y la estabilidad serán las adecuadas para que no se generen riesgos indebidos, de forma que se mantenga la resistencia y la estabilidad frente a las acciones e influencias previsibles durante las fases de construcción y usos previstos de los edificios, y que un evento extraordinario no produzca consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original y se facilite el mantenimiento previsto». En este sentido, la estructura proyectada se diseña de manera que su capacidad portante resulta suficiente para afrontar las solicitaciones que se detallan en el apartado 3.3. de la presente memoria, verificándose el cumplimiento de las distintas comprobaciones relativas a Estados Límite Últimos, que son aquellos que hacen referencia al colapso o fallo de la estructura:

- **Elementos constructivos de acero:** capacidad portante de las secciones según CTE-DB-SE-A Cap.6.
- **Elementos constructivos de hormigón armado:** de acuerdo con el Anejo N° 19 del CE-21, se verifican los siguientes Estados Límite Últimos:
 - E.L.U. de Flexión Simple o Compuesta (Apdo. 6.1), utilizando para el análisis de 2º orden el método de la Rigidez Nominal (Apdo 5.8.7).
 - E.L.U. de Esfuerzo Cortante (Apdo. 6.2).
 - E.L.U. de Torsión (Apdo. 6.3).
 - E.L.U. de Punzonamiento (Apdo. 6.4).
 - E.L.U. de Esfuerzo Rasante (Apdo. 6.2.4 y 6.2.5).

Aptitud al servicio (SE 2). Estados Límite de Servicio

Esta exigencia, especificada en el Art. 10.2 del CTE-DB-SE, indica que«la aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles, se limite a un nivel aceptable la probabilidad de un comportamiento dinámico inadmisibles y no se produzcan degradaciones o anomalías inadmisibles».

Estado Límite de Deformación

De acuerdo con el Apdo. 4.3.3 del CTE-DB-SE, se establecen unas limitaciones generales para las deformaciones máximas verticales y horizontales:

VALORES DE LAS DEFORMACIONES LÍMITE (CTE-DB-SE 4.3.3)			
	Caso	Flecha admisible	Hipótesis E.L.S
Deformación vertical	Pisos y cubiertas con tabiques frágiles o pavimentos rígidos sin juntas	L/500	Cualquiera
	Pisos y cubiertas con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas	L/400	Cualquiera
	Resto de casos	L/300	Cualquiera

<i>Deformación horizontal</i>	Desplome relativo de pilares cuando se considere la integridad de los elementos constructivos	$H_{\text{planta}}/250$	Cualquiera
	Desplome total de pilares cuando se considere la integridad de los elementos constructivos	$H_{\text{edificio}}/500$	Cualquiera
	Desplome relativo de pilares cuando se considere la apariencia de la obra	$H_{\text{planta}}/250$	Cuasipermanente

En la estructura proyectada, se asegura el cumplimiento de los requisitos anteriores imponiendo unas deformaciones máximas en aquellos elementos constructivos que lo precisen

Estado Límite de Fisuración

En elementos constructivos de hormigón se comprueba que no se producen aberturas de fisuras excesivas, conforme a lo expuesto en el Anejo 19, Apartado 7.3 del Código Estructural(CE - 21), Real Decreto 470 / 2021, de 29 de junio

Combinación de acciones

Obtención de las hipótesis de cálculo

La generación de las hipótesis y combinaciones de acciones para comprobaciones se realiza siguiendo las indicaciones de los Art. 4.2.2 y Art. 4.3.2 del DB-SE.

Cada fenómeno que provoca un esfuerzo en la estructura, de forma directa o indirecta, se conoce como acción o grupo de cargas; estos fenómenos se cuantifican en unas cargas puntuales o repartidas por las barras o superficies de la estructura, que toman unos valores característicos preestablecidos por CTE-SE-DB-AE, o bien a criterio del proyectista, siempre y cuando no se contradiga dicha norma. Los valores de las acciones consideradas en el cálculo de la estructura aparecen en el apartado 3.3 del presente documento.

Un efecto es la suma de varios grupos de carga, que se supone actúan simultáneamente. El valor del efecto se obtiene al sumar todos los grupos de carga considerados en una hipótesis de cálculo, y aplicarles, a cada uno de ellos, los siguientes coeficientes:

- *Coeficiente de seguridad (γ): Este coeficiente mayor (en E.L.U) las acciones desfavorables y minora las favorables y su objetivo es dar un cierto margen de seguridad. El valor del coeficiente de seguridad depende del material del elemento constructivo verificado, y del tipo de comprobación realizada (E.L.U. o E.L.S.); se especifica en el apartado 3.2.2 del presente documento.*
- *Coeficiente de simultaneidad (ψ): Este coeficiente mide la probabilidad de actuación simultánea de los grupos de carga de carácter variable, y tiene tres valores posibles: de combinación (ψ_0), frecuente (ψ_1) y casi permanente (ψ_2). Cuando no se aplica este coeficiente, se entiende que la acción está en valor de cálculo. Los valores del coeficiente de simultaneidad dependen de la naturaleza de la carga y se especifica en el apartado 3.2.3. del presente documento.*

Cuando se verifica la capacidad portante de la estructura (Estados Límite Últimos), el valor de cálculo de los efectos de las acciones debidas a una situación permanente o transitoria se obtiene de la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Cuando la situación de diseño es extraordinaria (actúan cargas de naturaleza accidental distintas del sismo), la expresión a utilizar es:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Y por último cuando la situación es extraordinaria por actuación del grupo de cargas sísmico, el valor de los efectos se obtiene de la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Siendo:

- $G_{k,j}$ - el valor característico de las acciones permanentes.
- P - el valor característico de la fuerza de pretensado.
- A_d - el valor de cálculo de una acción accidental.
- $Q_{k,1}$ - el valor característico de la acción variable principal.
- $Q_{k,i}$ - el valor característico de cada una de las acciones variables restantes.
- $\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$ - coeficientes de seguridad.
- ψ - coeficientes de simultaneidad.

Para comprobaciones relativas a Estados Límite de Servicio se definen tres tipos de hipótesis de cálculo, que dependerán de la mayor o menor exigencia que se le solicite al elemento comprobado:

- Tomando uno de los grupos de carga variable ($Q_{k,1}$) con su valor característico y el resto en valor de combinación, se obtienen las hipótesis de carácter poco probable.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Tomando uno de los grupos de carga variable ($Q_{k,1}$) en su valor frecuente y teniendo en cuenta los demás con su valor casi permanente, se obtienen las hipótesis de carácter frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Por último, tomando todos los grupos de carga en su valor casi permanente se obtienen las llamadas hipótesis de carácter casi permanente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Con este proceso de generación de hipótesis de carga se obtiene un total de 4 combinaciones de carga, que a su vez dan lugar a un total de 11 efectos.

Coeficientes de seguridad (γ)

Para la generación de hipótesis se han tenido en cuenta los siguientes coeficientes de seguridad:

COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD γ_i PARA LAS ACCIONES (CTE-DB-SE 4.2.4)						
Situación persistente o transitoria						
Estado	Acciones	Permanentes			Variables	Accidentales
		Peso propio	Empuje del terreno	Presión del agua		
E.L.U.	Efecto desfavorable	1,35	1,35	1,20	1,50	0,00
	Efecto favorable	0,80	0,70	0,90	0,00	0,00
E.L.S.	Efecto desfavorable	1,00			1,00	0,00
	Efecto favorable	1,00			0,00	0,00
Situación accidental						
Estado	Acciones	Permanentes			Variables	Accidentales
E.L.U.	Efecto desfavorable	1,00			1,00	1,00
	Efecto favorable	1,00			0,00	0,00

Coeficientes de simultaneidad (ψ)

La siguiente tabla muestra los coeficientes de simultaneidad considerados en la obtención de las hipótesis de cálculo; estos coeficientes se obtienen de la tabla 4.2. del CTE-DB-SE:

Tabla 3.2.3.1 Coeficientes de simultaneidad (ψ) considerados en la combinación de acciones.

COEFICIENTES DE SIMULTANEIDAD				
Grupo de carga	Abreviatura	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de Uso (cat.C,D,E)	SU2	0,70	0,70	0,60

Incompatibilidades entre cargas

Independientemente de los coeficientes de seguridad y simultaneidad obtenidos según las tablas anteriores, en determinados casos, ciertas cargas no se considerarán actuantes de forma simultánea con otras por considerarse incompatibles. No existen incompatibilidades.

Resumen de cargas sobre superficies

La tabla siguiente muestra los valores característicos de las cargas consideradas en las superficies de la estructura, incluyendo los valores de peso propio de las misma (apartado 3.3.2):

CARGAS							
Superficie	Planta	Grupo carga	Alternancia	Tipo	F _x (kN/m ²)	F _y (kN/m ²)	F _z (kN/m ²)
<i>Forjado Entreplanta</i>							
	3,88	Sobrecarga de Uso (cat.C,D,E)	No	Superficial uniforme	0,0000	0,0000	-10,0000
	3,88	Solado	No	Superficial uniforme	0,0000	0,0000	-0,5000
	3,88	Peso Propio	No	Superficial uniforme	0,0000	0,0000	-0,3000
	3,88	Peso Propio	No	Superficial uniforme	0,0000	0,0000	-3,0000
	3,88	Peso Propio	No	Superficial uniforme	0,0000	0,0000	-0,1137
* kN							
** kN/m							

Peso propio

En todos los elementos estructurales se ha considerado la acción de su peso propio. Los valores de estas cargas se deducen a partir de las dimensiones de estos elementos y sus pesos específicos. En la tabla siguiente se muestra un resumen de los pesos específicos de los materiales considerados en el proyecto:

PESOS ESPECÍFICOS DE LOS MATERIALES	
Material	Peso específico (kN/m ³)
Aceros (CTE-DB-SE-A 4.2)	78,50
Hormigones armados o pretensados (CE-21)	25

MATERIALES

Materiales en barras

HORMIGÓN ARMADO EN ESTRUCTURAS							
Referencia	Designación	f _{ck}	γ _c	Acero	f _{yk}	γ _y	
HA-30 / B500 (Normal)	HA-30 / F / 20 / X0	30	1,50	B500S	500	1,15	

ACERO ESTRUCTURAL						
Designación	Tipo	Módulo de elasticidad	Coefficiente Poisson (ν)	f _{yk}	f _u	γ _m
Acero estructural soldable ordinario	S275 JR	210.000,00	0,30	275	261,90	1,05

NOTA: Los coeficientes de seguridad (γ) indicados en la tabla anterior se refieren a situaciones persistentes o transitorias.

Durabilidad

Se define el Estado Límite de Durabilidad como «el producido por las acciones físicas y químicas, diferentes a las cargas y acciones del análisis estructural, que pueden degradar las características del hormigón o de las armaduras hasta límites inaceptables». En esta línea, en el Art.11 de la CE-21 se definen las bases de cálculo orientadas a la durabilidad, que indican la necesidad de definir la agresividad química (clase de exposición según la tabla 27.1.a del CE-21) a la que están sometidos los elementos de hormigón, y a partir de ella elegir unos recubrimientos y materiales adecuados, en función del periodo de vida útil del edificio, que para este caso se prevé en 100 años. La siguiente tabla resume los recubrimientos nominales elegidos para los distintos tipos de hormigón empleados en proyecto, de acuerdo con CE-21 44.2.1.1:

RECUBRIMIENTOS NOMINALES SEGÚN CLASE DE EXPOSICIÓN					
Hormigón	Clase general de exposición	Clase específica de exposición	Cemento	fck (N/mm ²)	r _{nom} (mm)
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35
HA-30 / B500 (Normal)	X0. Para hormigón en masa	Ninguna	CEM I 32,5R	30	35

MÉTODO DE CÁLCULO

Cálculo matricial

El cálculo de esfuerzos y desplazamientos en los nudos se ha realizado mediante un análisis matricial de la estructura, en el que se ha supuesto que las barras son rectas, de sección constante y se comportan según la teoría elástica de primer orden.

El tratamiento de barras de sección variable se realiza fraccionando el elemento en al menos cuatro partes en las cuales se considera la sección fija e igual al valor medio de la sección en los dos extremos.

Las barras se consideran unidas rígidamente entre sí por medio de unos puntos denominados nudos, los cuales poseen seis grados de libertad (tres en desplazamientos y tres en giros). Se supone en todo el cálculo matricial que las deformaciones son pequeñas ya que las condiciones de equilibrio y de compatibilidad se refieren a la geometría de la estructura previa a la deformación (teoría elástica de primer orden).

Se denominan Apoyos los nudos de la estructura en los que algunos de los posibles grados de libertad están coartados. Esta coacción puede ser rígida si los movimientos están totalmente impedidos, o bien elástica, si los movimientos son proporcionales a las acciones que los provocan.

La estructura estará sometida a acciones (fuerzas o momentos) aplicadas en los nudos, y cargas puntuales o uniformemente repartidas en las barras. Se supone que estas acciones son estáticas.

Las relaciones que ligan las cargas aplicadas en los nudos extremos de una barra con los recorridos de éstos son lineales y pueden representarse en forma matricial según la expresión:

$$[f] = [r] \cdot [\delta]$$

Siendo:

- *n*: Número de grados de libertad de cada nudo (en nuestro caso *n* = 6).
- *[f]*: Vector de 2*n* componentes representativo de las cargas aplicadas en los extremos de la barra y referido a ejes propios de la misma.
- *[r]*: Matriz cuadrada 2*n* x 2*n* elementos denominada Matriz de Rigidez de la barra en ejes propios de la misma.
- *[δ]*: Vector de 2*n* componentes que representa los desplazamientos y giros de los nudos referidos a ejes propios de la barra.

Por otra parte hay que tener en cuenta que los movimientos de los extremos de las barras tienen que coincidir con los movimientos de los nudos a los que están unidas. La representación matricial de esta condición toma la forma siguiente:

$$[\delta] = [\alpha] \cdot [\Delta]$$

Siendo:

- **N**: Número de nudos de la estructura.
- **[δ]**: Vector de 2n componentes que representa los desplazamientos y giros de los nudos extremos de la barra referidos a sus ejes propios.
- **[α]**: Matriz de cambio de los ejes globales de la estructura a los ejes locales de la barra.
- **[δ]**: Vector de n x N componentes que representa los movimientos y giros de los nudos respecto de los ejes globales de la estructura.

Por último es necesario plantear las condiciones de equilibrio de la estructura; para lo cual hay que convertir las cargas actuando en los extremos de las barras y referidas a sus ejes propios, a ejes globales de la estructura; de tal forma que en cada nudo la condición de equilibrio que se establece es que las cargas exteriores aplicadas en los nudos sean iguales a la suma de los esfuerzos que transmiten los extremos de las barras que en él concurren. Esta condición se puede expresar de modo matricial del siguiente modo:

$$[F] = [\alpha^T] \cdot [f]$$

Siendo:

- **[F]**: Vector de n x N componentes que representan a las fuerzas y momentos aplicadas en los nudos en ejes globales de la estructura.
- **[α^T]**: Matriz de cambio de los ejes locales de la barra a los ejes globales de la estructura. Es la traspuesta de la matriz [α].
- **[f]**: Vector de 2n componentes representativo de las cargas aplicadas en los extremos de la barra y referido a los ejes propios de la misma.

Sustituyendo las expresiones anteriores y eliminando los vectores [f] y [δ] se obtiene una ecuación matricial que expresa el equilibrio de la estructura, y que relaciona los desplazamientos y giros en los nudos con las fuerzas y momentos exteriores aplicadas en los mismos.

$$[F] = [R] \cdot [A]$$

Siendo $[R] = [\alpha^T] \cdot [r] \cdot [\alpha]$ una matriz cuadrada de n x N filas y columnas denominada **Matriz de Rigidez de la Estructura**.

Una vez resuelto el sistema de ecuaciones y obtenidos los desplazamientos en los nudos de la estructura es posible obtener los esfuerzos resultantes en los extremos de las barras según la expresión:

$$[f] = [r] \cdot [\alpha] \cdot [A]$$

Combinando las acciones obtenidas en los extremos de cada barra con las fuerzas y momentos externos que actúan sobre ellas es posible obtener las leyes de esfuerzos y deformaciones que se utilizarán para realizar los procesos de dimensionado y comprobación de los elementos de la estructura.

Métodos de comprobación

Comprobación de barras de acero

Estado Límite de Servicio

Las siguientes comprobaciones se realizan para las combinaciones de acciones en estado límite de servicio (ELS).

Deformaciones incluidos los desplazamientos en los nudos

La comprobación consiste en verificar que por cada una de las combinaciones de hipótesis estudiada, la máxima deformación vertical en cualquier punto de una viga (incluidos sus nudos extremos) debe ser inferior a un valor de comprobación obtenido de dividir la luz total por un coeficiente que depende del uso de la viga:

$$\delta_{\max} = \delta_z \leq \frac{L}{f_3}$$

Siendo:

- δ_z : Desplazamiento total vertical en el punto de máxima deformación (m).
- L : Luz o longitud del conjunto de barras entre dos soportes (m).
- f_3 : Limitación impuesta a la flecha según el uso de la viga (ver tabla siguiente).

Limitación de flecha (DB-SE / Art. 4.3.3.1)	f_3
Vigas de forjado con pavimentos rígidos con juntas	400
Vigas de forjado con pavimentos rígidos sin juntas o tabiques frágiles	500
Cualquier otro elemento cuya deformación afecte al buen servicio o aspecto de la estructura	300

Deformaciones locales (sin tener en cuenta los desplazamientos en los nudos)

La comprobación consiste en que la máxima deformación total producida en la barra por cada una de las combinaciones de hipótesis estudiadas, sin tener en cuenta los desplazamientos de los nudos extremos, debe ser inferior a un valor de comprobación obtenido de dividir la longitud total por un coeficiente que depende del uso de la viga:

$$\delta_{\max} = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2} \leq \frac{L}{f_3}$$

Siendo:

- $\delta_x', \delta_y', \delta_z'$: Deformación máxima según los ejes locales x' , y' y z' de la barra (m).
- L : Luz o longitud de la barra aislada (m).
- f_3 : Limitación impuesta a la flecha según el uso de la viga. (ver tabla apartado anterior).

Desplazamientos horizontales totales

Esta validación consiste en asegurar que los desplazamientos horizontales cualquier nudo de la estructura estén acotados. El valor límite de las deformaciones depende de la altura del nudo y del tipo de edificio:

$$\delta_{\max} = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \leq \frac{C_z}{f_1}$$

Siendo:

- δ_x : Desplazamiento en el eje global horizontal X (m).
- δ_y : Desplazamiento en el eje global horizontal Y (m).
- C_z : Altura absoluta del nudo (medida desde la base o nudo de inferior cota en metros).
- f_1 : Limitación impuesta a la flecha. Los valores típicos se muestran en la tabla siguiente:

Edificios	f_1	f_2
Todos, combinaciones características	500	250
Todos, combinaciones frecuentes	500	250

Desplazamientos horizontales por planta

En el nudo superior de la barra se comprobará que la deformación horizontal que se produce exclusivamente en esa planta no supere un valor que depende de la longitud del pilar y del tipo de edificio:

$$\delta_{\max} = \sqrt{(\delta_{x,i}^2 + \delta_{y,i}^2) - (\delta_{x,j}^2 + \delta_{y,j}^2)} \leq \frac{L}{f_2}$$

Siendo:

- δ_{xi} , δ_{xj} : Desplazamiento según el eje global horizontal X del nudo i y del nudo j (m).
- δ_{yi} , δ_{yj} : Desplazamiento según el eje global horizontal Y del nudo i y del nudo j (m).
- L: Altura de la planta (m). Distancia entre el nudo i y el nudo j.
- f_2 : Limitación impuesta a la flecha según el tipo de edificio (ver tabla anterior).

Estado Límite Último

A continuación se detallan las comprobaciones que se realizan para las combinaciones de hipótesis del estado límite último (ELU).

Clasificación de las secciones transversales de las barras

Previo al proceso de comprobación de las barras se realiza la clasificación de las secciones con el objetivo de identificar aquellas en las que es posible considerar la distribución plástica de tensiones en la sección transversal (clases 1 y 2) sin que aparezcan fenómenos de inestabilidad en las chapas comprimidas. Igualmente, esta clasificación es empleada para detectar los casos en los que no es válido utilizar la hipótesis de distribución de tensiones anterior (clases 3 y 4) y habilitar, si fuese necesario, las comprobaciones de inestabilidad local pertinentes.

La clasificación se hace para todas las combinaciones de acciones activas y las secciones se definen de la clase más desfavorable de entre todas las de las chapas que la componen. El procedimiento utilizado corresponde al definido en el apartado 5.2.4 del DB SE-A.

Agotamiento de secciones

Las siguientes ecuaciones se aplican para todas las combinaciones de acciones activas, y a cada sección de la barra (según el número de divisiones establecido). La comprobación se realiza de dos formas diferenciadas según se trate de secciones plásticas y compactas o de secciones elásticas y esbeltas.

En el primer caso se utilizan los módulos plásticos de flexión respecto a los ejes principales de inercia, mientras que en el segundo la comprobación se realiza en determinados puntos de la sección considerados críticos, según la forma de la sección y empleando los módulos de flexión elásticos y el resto de valores estáticos de esta.

En el artículo 6.2 del DB SE-A se especifican las expresiones de comprobación y las condiciones de aplicación de las mismas.

Agotamiento por Cortante

$$\frac{V_{Ed(x+y)}}{A_{v(x+y)}} \cdot 10 = \tau_{Ed(x+y)} \leq \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (\text{secciones de clase 1 ó 2})$$

Siendo:

- $V_{Ed(X \text{ ó } Y)}$: Cortante de cálculo que actúa en la sección analizada según los ejes locales X ó Y en kN
- $\tau_{Ed(X \text{ ó } Y)}$: Tensión tangencial ponderada que se alcanza en la sección analizada según los ejes locales X ó Y en N/mm².
- $\tau_{Ed,i}$: Tensión tangencial ponderada que se alcanza en el punto crítico de la sección analizada en N/mm².
- $S_{X,i}$: Momento estático en el punto crítico respecto al eje principal de inercia X en cm³.
- $S_{Y,i}$: Momento estático en el punto crítico respecto al eje principal de inercia Y en cm³.
- I_X : Momento de inercia respecto al eje principal de inercia X en cm⁴.
- I_Y : Momento de inercia respecto al eje principal de inercia Y en cm⁴.
- I_{XY} : Producto de inercia en cm⁴.
- $e_{0,i}$: Espesor de la chapa en el punto crítico i en mm.
- f_{yd} : Resistencia de cálculo del material en N/mm².
- $A_{V(X \text{ ó } Y)}$: Área efectiva resistente a cortante según los ejes locales X ó Y en cm²

Agotamiento por flexión, tracción, compresión (Interacción de esfuerzos)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{X,Ed}}{M_{Xpl,Rd}} + \frac{M_{Y,Ed}}{M_{Ypl,Rd}} \right) \cdot f_{yd} = \sigma_{Ed} \leq f_{yd} \quad (\text{secciones de clase 1 ó 2})$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,i}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,i,xy}^2} = \sigma_{VM,i,Ed} \leq f_{yd} \quad (\text{secciones de clase 3 ó 4})$$

Siendo:

- σ_{Ed} : Tensión de comprobación que se alcanza en la sección (clases 1 y 2) en N/mm².
- $\sigma_{VM,i,Ed}/\sigma_{Ed,i}$: Tensión de comprobación en el punto crítico i de la sección (clases 3 y 4) en N/mm², calculada según criterio de agotamiento elástico de Von Mises.
- $\tau_{Ed,i,XY}$: Tensiones ponderadas normal y tangencial que se alcanzan en el punto crítico i de la sección en N/mm², calculadas por métodos tradicionales.
- N_{Ed} : Valor de cálculo del esfuerzo axial en la sección en kN.
- $M_{X,Ed}$: Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia X de la sección en kN·m.
- $M_{Y,Ed}$: Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia Y de la sección en kN·m.
- $N_{pl,Rd}$: Valor de cálculo del esfuerzo axial resistente de la sección en kN, calculadoa como: $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$.
- $M_{Xpl,Rd}$: Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia X en kN·m, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje X, calculado según la expresión: $M_{Xpl,Rd} = W_X \cdot f_{yd}$.
- $M_{Ypl,Rd}$: Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia Y en kN·m, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje Y, calculado según la expresión: $M_{Ypl,Rd} = W_Y \cdot f_{yd}$.

En las secciones esbeltas (clase 4) de perfiles conformados la comprobación de agotamiento se realiza obteniendo los valores estáticos de la sección efectiva de cada ciclo de cálculo y admitiendo distribuciones elásticas de tensiones en las chapas.

Para secciones esbeltas (clase 4) de perfiles laminados, la comprobación se realiza considerando la distribución elástica de tensiones en los elementos y se habilita la comprobación de pandeo local y abolladura del alma por cortante con el objetivo de restringir la posibilidad de inestabilidad de las chapas comprimidas.

Resistencia a tracción simple

Esta ecuación se aplica a todas las combinaciones de hipótesis activas y a cada sección de la barra (según el número de divisiones establecido) siempre que el esfuerzo axial sea de tracción. Según el apartado 6.2.3 del DB SE-A:

$$\frac{N_{TEd}}{A} \cdot 10 = \sigma_{Ed} \leq f_{yd}$$

Siendo:

- σ_{Ed} : Tensión de comprobación que se alcanza en la sección en N/mm².
- N_{TEd} : Esfuerzo axial ponderado en kN.
- A : Área de la sección en cm².
- f_{yd} : Resistencia de cálculo del material en N/mm².

Esbeltez máxima

En esta comprobación se verifica que la esbeltez mecánica reducida de la barra no supere el valor predefinido por defecto o fijado por el usuario. La norma DB SE-A, en su artículo 6.3.2.1 (Tabla 6.3) limita este valor a 2.0 en elementos principales y a 2.4 en elementos secundarios o arriostramientos.

El cálculo de la esbeltez mecánica reducida de piezas simples de sección constante se ha realizado utilizando las siguientes ecuaciones :

- Longitud efectiva de pandeo (en cm):

$$L_k = L \cdot \beta \cdot 100$$

- Esbeltez mecánica de la barra:

$$\lambda = \frac{l_k}{i}$$

- Esbeltez reducida de la barra:

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}}$$

Siendo:

- L : Longitud real de la pieza en m.
- β : Coeficiente de esbeltez.
- i : Radio de giro en cm. de la sección bruta de la pieza respecto al eje principal de inercia perpendicular al plano de pandeo considerado.
- f_y : Límite elástico del material en N/mm².
- E : Módulo de elasticidad del material en N/mm².

El cálculo del coeficiente de esbeltez β puede realizarse por dos métodos:

1. *Método de Julián y Lawrence, descrito en el apartado 3.2.4.4 de la norma NBE-EA-95*
2. *Método asimétrico. Apropiado para construcciones de baja altura con pilares articulados en sus bases.*

Ambos métodos son aplicables a edificios traslacionales e intraslacionales y su utilización no contiene diferencias significativas respecto al método indicado en el apartado 6.3.2.5 del DB SE-A.

Pandeo por flexocompresión

La comprobación se realiza conforme al método desarrollado en el apartado 6.3.2 del DB SE-A considerando además la interacción de esfuerzos.

La ecuación de comprobación se aplica para todas las combinaciones de acciones en cada una de las secciones en las que se ha dividido la barra y su expresión general es:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{M_{xEd}}{M_{xpl,Rd}} + \frac{M_{yEd}}{M_{ypl,Rd}} \right) \cdot f_{yd} = \sigma_{Ed} \leq f_{yd}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda})^2}}$$

$$\phi = 0.5 \left(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right)$$

Siendo:

- σ_{Ed} : Tensión de comprobación que se alcanza en la sección (clases 1 y 2) en N/mm².
- $\sigma_{VM,iEd}/\sigma_{Ed,i}$: Tensión de comprobación en el punto crítico i de la sección (clases 3 y 4) en N/mm², calculada según criterio de agotamiento elástico de Von Mises.
- N_{Ed} : Valor de cálculo del esfuerzo axial en la sección en kN.
- M_{xEd} : Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia X de la sección en kN·m.
- M_{yEd} : Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia Y de la sección en kN·m.
- $N_{pl,Rd}$: Valor de cálculo del esfuerzo axial resistente de la sección en kN, calculado como: $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$.
- α : Coeficiente de imperfección dependiente de las curvas de pandeo de cada tipo de sección cuyo valor se obtiene de las Tablas 6.2 y 6.3 del DB SE-A
- $M_{xpl,Rd}$: Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia X en kN·m, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje X, calculado según la expresión: $M_{xpl,Rd} = W_X \cdot f_{yd}$.
- $M_{ypl,Rd}$: Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia Y en kN·m, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje Y, calculado según la expresión: $M_{ypl,Rd} = W_Y \cdot f_{yd}$.
- f_{yd} : Resistencia de cálculo del material en N/mm².

En secciones sin simetría o con simetría simple clasificadas como elásticas o esbeltas la comprobación tiene en cuenta el incremento del esfuerzo flector que supone la excentricidad del centro de gravedad respecto al borde comprimido.

Pandeo lateral o vuelco lateral de vigas.

Esta comprobación se realiza en barras de sección simétrica respecto del eje principal de mayor inercia o bien con simetría puntual, y en aquellos perfiles para los que se conoce tanto el módulo de torsión como el de alabeo.

Es necesario, si existen, indicar el número de fijaciones intermedias, o lo que es lo mismo, el número de puntos de inmovilización en sentido transversal del cordón comprimido. Se considera estos puntos repartidos uniformemente en la longitud del elemento constructivo.

La comprobación consiste en verificar que el máximo momento flector ponderado que actúa sobre la viga o tramo considerado en cada combinación de acciones activa se mantenga por debajo del momento resistente a pandeo lateral de la pieza, expresado de la forma:

$$M_{LT,Rd} = \chi_{LT} W f_{yd} 10^{-3}$$

Siendo:

- f_{yd} : Resistencia de cálculo del material en N/mm^2 .
- W : Módulo de flexión alrededor del eje principal de mayor inercia en cm^3 .
- χ_{LT} : Coeficiente reductor por pandeo lateral

El cálculo del coeficiente reductor por pandeo lateral se realiza conforme a lo descrito en el apartado 6.3.3 del DB SE-A. Para ello se calcula la esbeltez reducida de pandeo lateral utilizando la ecuación siguiente.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

En la que:

- f_y : Límite elástico del material en N/mm^2 .
- M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral del elemento en $kN \cdot m$

La obtención del momento crítico elástico de pandeo lateral del elemento constructivo puede hacerse por cualquiera de los métodos clásicos de la teoría de la elasticidad. Se utiliza el método desarrollado en el Tomo I, pág. 8.6 del libro *Estructuras de Acero* de Argüelles.

Calculada la esbeltez reducida de pandeo lateral, el coeficiente reductor se calcula como:

$$\phi_{max} = \sqrt{\left(\phi_{x,j}^2 + \phi_{y,j}^2\right) - \left(\phi_{x,j}^2 + \phi_{y,j}^2\right)} \leq \frac{L}{f_2}$$

$$\frac{V_{Ed(x+y)}}{A_{v(x+y)}} \cdot 10 = \tau_{Ed(x+y)} \leq \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

El factor de imperfección α_{LT} para pandeo lateral se obtiene de la tabla 6.10 del DB SE-A a partir de las características del perfil del elemento.

Pandeo local y abolladura del alma de vigas llenas

Esta comprobación se realiza para aquellas secciones susceptibles de experimentar fenómenos de inestabilidad local (clases 3 y 4) en las que, la distribución de tensiones en sus chapas se determina por los métodos elásticos clásicos.

Se considera adecuado complementar lo indicado en el apartado 6.3.3.3 del DB SE-A, con el método desarrollado en el apartado 3.4.6 de la NBE EA-95, siendo necesario conocer previamente

el número de rigidizadores transversales repartidos uniformemente a lo largo de la longitud del elemento constructivo.

Se supondrá que siempre hay dos rigidizadores en los extremos y el número definido anteriormente se suponen situados en el interior.

El número de rigidizadores en principio será a criterio del proyectista y sobre ellos se realizarán las comprobaciones oportunas.

Independientemente de lo anterior, durante la clasificación de secciones del elemento se identifican las secciones de clase 3 y 4 y se habilita la comprobación. En este caso, el número de rigidizadores intermedios necesarios se obtendrá durante la comprobación de abolladura del alma.

Abolladura del alma

La comprobación se limita a obtener el número de rigidizadores transversales que es necesario disponer para controlar la esbeltez de los recuadros en los que queda dividida el alma con el objetivo de evitar realizar la comprobación. La esbeltez límite máxima admisible para no realizar la comprobación de abolladura por cortante se calcula como:

$$Esb_{PL} = \frac{d}{t} \leq E_{sb} \cdot \varepsilon$$

Siendo:

- **Esb_{PL}** : Esbeltez máxima admisible del alma.
- **d, t** : Dimensiones (alto, espesor) del alma de la pieza en mm.
- **ε** : Factor por límite elástico, calculado como:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}}$$

E_{sb} : Coeficiente igual a $30\sqrt{K_\tau}$, dependiente de las tensiones de abolladura

- **K_τ** : Coeficiente por tensiones de abolladura de valor igual a:
 - 5.444 para elementos en los que no se ha dispuesto rigidizadores.
 - 5.34 para elementos rigidizados solo en las secciones extremas.
 - $4/\rho(1.335+\rho)$ para elementos con rigidizadores en los que ($a < d$).
 - $4/\rho(1.335\rho+1)$ para elementos con rigidizadores en los que ($a \geq d$).
- **a** : Espaciamiento entre rigidizadores en mm.
- **ρ** : Factor de valor igual a $\left(\frac{a}{d}\right)^2$.

En los procesos de dimensionado, partiendo del número de rigidizadores transversales inicial (fijado por el proyectista o no) se añaden aquellos necesarios para cumplir la condición anterior. En proceso de comprobación se limitará a comprobar la esbeltez de los recuadros.

Pandeo local del alma

La validación consiste en el cálculo de las tensiones críticas ideales: $\sigma_{cr,i} = k_1 \cdot \sigma_E$ y $\tau_{cr,i} = k_2 \cdot \sigma_E$ donde los coeficientes k_1 y k_2 dependen de la relación entre lados de

cada recuadro y las tensiones normales y tangenciales que se alcanzan en su interior, y σ_E es la tensión crítica de Euler que viene dada por la expresión:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \left(\frac{e}{h_e} \right)^2$$

Siendo:

- E : Módulo de elasticidad en kg/cm².
- ν : Módulo de Poisson.

Conocidos los valores, calculados por métodos elásticos, de la tensión normal y tangencial máximas: s_1^* y t^* se obtiene la tensión de comprobación ideal.

$$\sigma_{\sigma,i} = \frac{\sqrt{\sigma_1^{*2} + 3 \cdot t^{*2}}}{\frac{1 + \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1^*}{\sigma_{\sigma,i}} + \sqrt{\left(\frac{3 - \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1^*}{\sigma_{\sigma,i}} \right)^2 + \left(\frac{t^*}{\tau_{\sigma,i}} \right)^2}}$$

Si la tensión de comprobación ideal resultante es superior al límite de proporcionalidad ($0.8 f_y$), el programa aplica automáticamente el coeficiente de reducción anelástica K_r , comprobando que:

$$\sigma_{\sigma,r} = \sqrt{K_r} \cdot \sigma_{\sigma,i} \geq \sqrt{\sigma_1^{*2} + 3 \cdot t^{*2}}$$

Para finalizar, se calcula el espesor mínimo de los rigidizadores para que se puedan considerar ultrarrígidos, comprobándolos a flexocompresión según lo indicado en el apartado 6.3.3.3 del DB SE-A.

Comprobación de perfiles conformados en frío

Estos perfiles están preclasificados como elásticos (clase 3). Su comprobación de agotamiento tiene en cuenta los efectos de combadura y abolladura, por lo que no es necesario activar estas opciones.

De forma abreviada, el cálculo se basa en considerar que sólo la parte efectiva de las chapas de la sección contribuye a resistir los esfuerzos de compresión. Esta sección efectiva se calcula por procedimientos iterativos y se usa para obtener las tensiones elásticas normales y tangenciales reales que intervienen en las ecuaciones de comprobación.

El procedimiento utilizado es el que aparece descrito en la norma EA-95 parte 4.

Esta versión del producto no realiza cálculos especiales para elementos sometidos a cargas concentradas o de pandeo por flexión y torsión.

Comprobaciones en barras de hormigón.

Una vez realizado el cálculo matricial de la estructura y obtenidas las leyes de esfuerzos y deformaciones para todos los efectos generados a partir de las hipótesis de cálculo, de acuerdo con lo indicado en el apartado 3.2. del presente documento, comienza la fase de comprobación y dimensionamiento de las barras de hormigón; para ello se agrupan las barras en elementos constructivos (vigas, pilares, o tirantes). Un elemento constructivo es un grupo de barras unidas geométricamente, de comportamiento y características (tipo de material) similares, que constituye el elemento básico para el cálculo y comprobación de la armadura (por ejemplo: un dintel de un edificio).

Una vez estén agrupadas las barras en elementos constructivos; comienza el cálculo y comprobación del mismo; para ello se discretiza el elemento constructivo en un número adecuado de secciones, sobre las que efectuará las comprobaciones que marca el Código Estructural (CE -

21), Real Decreto 470 / 2021, de 29 de junio, en cuanto a estado límite último y estado límite de servicio.

Sobre cada sección del elemento constructivo se realizan los siguientes cálculos y comprobaciones para cada uno de los efectos provenientes de las hipótesis de cálculo:

1. *Determina la armadura necesaria en función de los esfuerzos que solicitan la sección (flexión simple o compuesta, compresión simple o compuesta, tracción simple o compuesta, flexión esviada simétrica o asimétrica) y el tipo de elemento al que pertenezca la sección (pilar, viga, o tirante). Además se tiene en cuenta la inestabilidad a pandeo del elemento de acuerdo con el método de la Rigidez Nominal (Apdo 5.8.7).*
2. *Determina los dominios de deformación de la sección, y calcula y comprueba las tensiones y deformaciones sobre el material, con vistas a establecer la validez de la armadura y determinar el tipo de cuantía mínima mecánica a aplicar en la sección (Apdo 6.1 del Anejo nº 19 del CE-21 “Flexión simple o compuesta”).*
3. *Establece la cuantía mínima mecánica a aplicar en función del elemento constructivo que sea (pilar o viga). En el caso de muros además se aplica una cuantía mínima geométrica (Apdo. 9 del Anejo 19 del CE-21 “Detalles de armado de elementos y reglas particulares”).*
4. *Calcula la armadura necesaria transversal en función de los cortantes que solicitan la sección y del momento torsor; de acuerdo con el Anejo nº 19 del CE-21, Apdo 6.2º “Esfuerzo cortante” y 6.3 “Torsión”. Para ello compara los cortantes solicitantes con el cortante de agotamiento de la sección; y el torsor solicitante con el de agotamiento de la sección.*
5. *Comprueba la interacción torsión combinada con flexión y axil; determinando la armadura longitudinal de refuerzo debida a torsión. (Apdo. 6.3.2.3 del Anejo nº 19 del CE-21). Y comprueba la interacción torsión combinada con cortante para evitar compresiones excesivas en el hormigón (Apdo. 6.3.2.4. y 6.3.2.5 del Anejo nº 19 del CE-21).*
6. *Establece las disposiciones relativas a las armaduras (Apdo. 9.2.1.3 , 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2, 9.4.3 y 9.5.3 del Anejo 19 del CE-21); en cuanto a separación máxima y cuantía mínima de la armadura transversal, diámetro mínimo de la armadura transversal y decalaje de la ley de momentos para soportar el incremento de tracción debida al cortante.*
7. *Cuando se trabaje con esfuerzos redistribuidos en el elemento (análisis elástico lineal con redistribución limitada), en lugar de los esfuerzos obtenidos del cálculo lineal, se comprueba que la relación entre la profundidad de la fibra neutra de la sección y el canto útil de la misma cumpla las condiciones establecidas en el Apdo. 5.5 del Anejo nº 19 del CE-21. (El trabajar con esfuerzos redistribuidos o no es configurable por el usuario).*
8. *Se comprueba la fisuración de la sección en estado límite de servicio y para las hipótesis cuyo carácter (cuasipermanente, frecuente o poco probable) defina el usuario. Se comprueba la aparición de fisuras por compresión (limitando la tensión sobre el hormigón),*

el área mínima de armadura a tracción y la aparición de fisuras por tracción (limitando la abertura máxima de fisura) (Apdo.7.2 y 7.3 del Anejo nº 19 del CE-21).

9. *Se comprueba el estado límite de deformación controlando la flecha total (obtenida como suma de la flecha instantánea y diferida). El cálculo se realiza en base al historial de cargas introducido; haciéndose un análisis temporal de la deformación de la pieza; teniendo en cuenta la variación con el tiempo de las características del hormigón y la inercia fisurada de la sección. (Apdo. 7.4 del Anejo nº 19 del CE-21)*
10. *Se comprueba que no se rebase la cuantía máxima de armadura longitudinal establecida en el 4% de la sección de hormigón, Apdo 9.2.1.1, 9.3.1.1, 9.5.2.3 y 9.6.2 del Anejo nº 19 del CE-21.*

Una vez calculada y comprobada la armadura de cada una de las secciones del elemento constructivo; se distribuye a lo largo de este, determinando las longitudes de anclaje, empalme y doblado necesarias para el correcto funcionamiento de la armadura. Todo ello calculado a partir de lo prescrito en el artículo 49.5 del CE-21 “Criterios específicos para el anclaje y empalme de las armaduras”.

Discretización de la estructura.

Barras.

Las barras, que representan cualquier elemento constructivo de tipo lineal como pilares, vigas o zunchos, se integran en la matriz de rigidez como elementos barra con 12 grados de libertad (6 por nudo). En el caso de barras de sección variable se modela mediante pequeñas barras de sección constante, subdividiendo la longitud inicial de la barra en pequeños tramos limitando la variación del canto a un 25% sobre la sección base entre un extremo y otro del tramo discretizado.

Software utilizado.

Para el cálculo de la estructura con la metodología descrita en apartados anteriores se ha utilizado el software **ESwin - Estructuras tridimensionales** de la empresa **iMventa Ingenieros S.L.L.** en su versión 1.9.41.8

MÉTODOS DE COMPROBACIÓN DE BARRAS DE ACERO

En este apartado se describen los métodos de comprobación de las barras de acero para justificar el cumplimiento de la normativa.

El método de cálculo está basado en el Código Técnico de la Edificación y, como complemento, en la norma UNE_ENV 1993-1-1.

El cálculo de esfuerzos y desplazamientos se ha realizado utilizando métodos matriciales basados en la matriz de rigidez, construida y resuelta para la totalidad de la estructura tridimensional.

A partir de los resultados obtenidos con el cálculo matricial, y para cada una de las hipótesis y combinaciones de acciones reglamentarias, se calculan las leyes de esfuerzos en cada sección de la barra. Utilizando estos valores se realizan las comprobaciones oportunas para verificar la validez de la sección asignada. A continuación se detallan las comprobaciones realizadas.

GENERACION DE HIPÓTESIS Y COMBINACIONES DE ACCIONES

La generación de las hipótesis y combinaciones de acciones para comprobaciones se realiza siguiendo las indicaciones de los Art. 4.2.2 y Art. 4.3.2 del DB-SE.

Para situaciones normales de diseño se obtienen según las expresiones:

- $$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \left| \begin{array}{l} \text{permanentes/transitorias E.L.U} \end{array} \right.$$
- $$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \left| \begin{array}{l} \text{características/poco probables E.L.S} \end{array} \right.$$

Para otras situaciones de diseño las expresiones de generación son:

- $$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{accidentales E.L.U})$$
- $$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \left| \begin{array}{l} (\text{sísmicas E.L.U}) \end{array} \right.$$
- $$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \left| \begin{array}{l} (\text{frecuentes E.L.S}) \end{array} \right.$$
- $$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{casi permanentes E.L.S})$$

Siendo:

- $G_{k,j}$ - el valor característico de todas las acciones permanentes.
- P - el valor característico de la fuerza de pretensado
- A_d - el valor de cálculo de una acción accidental
- $Q_{k,1}$ - el valor característico de la acción variable principal
- $Q_{k,i}$ - el valor característico de cada una de las acciones variables restantes
- $\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$ - coeficientes de seguridad según la tabla 4.1 del DB-SE
- ψ - coeficientes de simultaneidad para combinación según tabla 4.2 del DB-SE.

COMPROBACIONES EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Las siguientes comprobaciones se realizan para las combinaciones de acciones en estado límite de servicio (ELS).

DEFORMACIONES INCLUIDOS LOS DESPLAZAMIENTOS EN LOS NUDOS

La comprobación consiste en verificar que por cada una de las combinaciones de hipótesis estudiada, la máxima deformación vertical en cualquier punto de una viga (incluidos sus nudos extremos) debe ser inferior a un valor de comprobación obtenido de dividir la luz total por un coeficiente que depende del uso de la viga:

$$\delta_{\max} = \delta_z \leq \frac{L}{f_3}$$

Siendo:

dz	Desplazamiento total vertical en el punto de máxima deformación (m).
L	Luz o longitud del conjunto de barras entre dos soportes (m).
f_3	Limitación impuesta a la flecha según el uso de la viga (ver tabla siguiente).

Limitación de flecha (DB-SE / Art. 4.3.3.1)	f_3
<i>Vigas de forjado con pavimentos rígidos con juntas</i>	400
<i>Vigas de forjado con pavimentos rígidos sin juntas o tabiques frágiles</i>	500
<i>Cualquier otro elemento cuya deformación afecte al buen servicio o aspecto de la estructura</i>	300

DEFORMACIONES LOCALES (SIN TENER EN CUENTA LOS DESPLAZAMIENTOS EN LOS NUDOS)

La comprobación consiste en que la máxima deformación total producida en la barra por cada una de las combinaciones de hipótesis estudiadas, sin tener en cuenta los desplazamientos de los nudos extremos, debe ser inferior a un valor de comprobación obtenido de dividir la longitud total por un coeficiente que depende del uso de la viga:

$$\delta_{\max} = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2} \leq \frac{L}{f_3}$$

Siendo:

dx', dy', dz'	Deformación máxima según los ejes locales x' , y' y z' de la barra (m).
L	Luz o longitud de la barra aislada (m).
f_3	Limitación impuesta a la flecha según el uso de la viga. (ver tabla apartado anterior).

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES TOTALES

Esta validación consiste en asegurar que los desplazamientos horizontales cualquier nudo de la estructura estén acotados. El valor límite de las deformaciones depende de la altura del nudo y del tipo de edificio:

$$\delta_{\max} = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \leq \frac{C_z}{f_1}$$

Siendo:

dx	Desplazamiento en el eje global horizontal X (m).
dy	Desplazamiento en el eje global horizontal Y (m).
C_z	Altura absoluta del nudo (medida desde la base o nudo de inferior cota en metros).
f_1	Limitación impuesta a la flecha. Los valores típicos se muestran en la tabla siguiente:

Edificios	f_1	f_2
<i>Todos, combinaciones características</i>	500	250
<i>Todos, combinaciones frecuentes</i>	500	250

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES POR PLANTA

En el nudo superior de la barra se comprobará que la deformación horizontal que se produce exclusivamente en esa planta no supere un valor que depende de la longitud del pilar y del tipo de edificio:

$$\delta_{\max} = \sqrt{(\delta_{x,i}^2 + \delta_{y,i}^2) - (\delta_{x,j}^2 + \delta_{y,j}^2)} \leq \frac{L}{f_2}$$

Siendo:

dx_i, dx_j	Desplazamiento según el eje global horizontal X del nudo i y del nudo j (m).
dy_i, dy_j	Desplazamiento según el eje global horizontal Y del nudo i y del nudo j (m).
L	Altura de la planta (m). Distancia entre el nudo i y el nudo j.
f_2	Limitación impuesta a la flecha según el tipo de edificio (ver tabla anterior).

COMPROBACIONES EN EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

A continuación se detallan las comprobaciones que se realizan para las combinaciones de hipótesis del estado límite último (ELU).

CLASIFICACION DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE LAS BARRAS

Previo al proceso de comprobación de las barras se realiza la clasificación de las secciones con el objetivo de identificar aquellas en las que es posible considerar la distribución plástica de tensiones en la sección transversal (clases 1 y 2) sin que aparezcan fenómenos de inestabilidad en las chapas comprimidas. Igualmente, esta clasificación es empleada para detectar los casos en los que no es válido utilizar la hipótesis de distribución de tensiones anterior (clases 3 y 4) y habilitar, si fuese necesario, las comprobaciones de inestabilidad local pertinentes.

La clasificación se hace para todas las combinaciones de acciones activas y las secciones se definen de la clase más desfavorable de entre todas las de las chapas que la componen. El procedimiento utilizado corresponde al definido en el apartado 5.2.4 del DB SE-A.

AGOTAMIENTO DE SECCIONES

Las siguientes ecuaciones se aplican para todas las combinaciones de acciones activas, y a cada sección de la barra (según el número de divisiones establecido). La comprobación se realiza de dos formas diferenciadas según se trate de secciones plásticas y compactas o de secciones elásticas y esbeltas.

En el primer caso se utilizan los módulos plásticos de flexión respecto a los ejes principales de inercia, mientras que en el segundo la comprobación se realiza en determinados puntos de la sección considerados críticos, según la forma de la sección y empleando los módulos de flexión elásticos y el resto de valores estáticos de esta.

En el artículo 6.2 del DB SE-A se especifican las expresiones de comprobación y las condiciones de aplicación de las mismas.

Agotamiento por Cortante

$$\frac{V_{Ed(x+y)}}{A_{v(x+y)}} \cdot 10 = \tau_{Ed(x+y)} \leq \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (\text{secciones de clase 1 ó 2})$$

$$-\frac{V_{Edy}(S_{x,i} \cdot I_y - S_{y,i} \cdot I_{xy})}{e_{0,i}(I_x \cdot I_y - I_{xy}^2)} \cdot 100 - \frac{V_{Edx}(S_{y,i} \cdot I_x - S_{x,i} \cdot I_{xy})}{e_{0,i}(I_x \cdot I_y - I_{xy}^2)} \cdot 100 = \tau_{Ed,i} \leq \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (\text{clase 3 ó 4})$$

Siendo:

$V_{Ed(X \text{ ó } Y)}$	Cortante de cálculo que actúa en la sección analizada según los ejes locales X ó Y en kN
$t_{Ed(X \text{ ó } Y)}$	Tensión tangencial ponderada que se alcanza en la sección analizada según los ejes locales X ó Y en N/mm ² .
$t_{Ed,i}$	Tensión tangencial ponderada que se alcanza en el punto crítico de la sección analizada en N/mm ² .
$S_{X,i}$	Momento estático en el punto crítico respecto al eje principal de inercia X en cm ³
$S_{Y,i}$	Momento estático en el punto crítico respecto al eje principal de inercia Y en cm ³
I_X	Momento de inercia respecto al eje principal de inercia X en cm ⁴
I_Y	Momento de inercia respecto al eje principal de inercia Y en cm ⁴
I_{XY}	Producto de inercia en cm ⁴ .
$e_{0,i}$	Espesor de la chapa en el punto crítico i en mm.
f_{yd}	Resistencia de cálculo del material en N/mm ² .
$A_{V(X \text{ ó } Y)}$	Área efectiva resistente a cortante según los ejes locales X ó Y en cm ²

Agotamiento por flexión, tracción, compresión (Interacción de esfuerzos)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{p1,Rd}} + \frac{M_{XEd}}{M_{Xp1,Rd}} + \frac{M_{YEd}}{M_{Yp1,Rd}} \right) \cdot f_{yd} = \sigma_{Ed} \leq f_{yd} \quad (\text{secciones de clase 1 ó 2})$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,i}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,i,XY}^2} = \sigma_{VM,i,Ed} \leq f_{yd} \quad (\text{secciones de clase 3 ó 4})$$

Siendo:

S_{Ed}	Tensión de comprobación que se alcanza en la sección (clases 1 y 2) en N/mm ² .
$S_{VM,iEd}/S_{Ed,i}$	Tensión de comprobación en el punto crítico i de la sección (clases 3 y 4) en N/mm ² , calculada según criterio de agotamiento elástico de Von Mises.
$t_{Ed,iXY}$	Tensiones ponderadas normal y tangencial que se alcanzan en el punto crítico i de la sección en N/mm ² , calculadas por métodos tradicionales.
N_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo axial en la sección en kN.
M_{XEd}	Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia X de la sección en kN·m.
M_{YEd}	Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia Y de la sección en kN·m.
$N_{p1,Rd}$	Valor de cálculo del esfuerzo axial resistente de la sección en kN, calculadoa como: $N_{p1,Rd} = A \cdot f_{yd}$
$M_{Xp1,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia X en kN·m, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje X, calculado según la expresión: $M_{Xp1,Rd} = W_X \cdot f_{yd}$
$M_{Yp1,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia Y en kN·m, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje Y, calculado según la expresión: $M_{Yp1,Rd} = W_Y \cdot f_{yd}$

En las secciones esbeltas (clase 4) de perfiles conformados la comprobación de agotamiento se realiza obteniendo los valores estáticos de la sección efectiva de cada ciclo de cálculo y admitiendo distribuciones elásticas de tensiones en las chapas.

Para secciones esbeltas (clase 4) de perfiles laminados, la comprobación se realiza considerando la distribución elástica de tensiones en los elementos y se habilita la comprobación de pandeo local y abolladura del alma por cortante con el objetivo de restringir la posibilidad de inestabilidad de las chapas comprimidas.

RESISTENCIA A TRACCIÓN SIMPLE

Esta ecuación se aplica a todas las combinaciones de hipótesis activas y a cada sección de la barra (según el número de divisiones establecido) siempre que el esfuerzo axial sea de tracción. Según el apartado 6.2.3 del DB SE-A:

$$\frac{N_{TEd}}{A} \cdot 10 = \sigma_{Ed} \leq f_{yd}$$

Siendo:

σ_{Ed}	Tensión de comprobación que se alcanza en la sección en N/mm ² .
N_{TEd}	Esfuerzo axial ponderado en kN.
A	Área de la sección en cm ² .
f_{yd}	Resistencia de cálculo del material en N/mm ² .

ESBELTEZ MÁXIMA

En esta comprobación se verifica que la esbeltez mecánica reducida de la barra no supere el valor predefinido por defecto o fijado por el usuario. La norma DB SE-A, en su artículo 6.3.2.1 (Tabla 6.3) limita este valor a 2.0 en elementos principales y a 2.4 en elementos secundarios o arriostramientos.

El cálculo de la esbeltez mecánica reducida de piezas simples de sección constante se ha realizado utilizando las siguientes ecuaciones:

$1_k = 1 \cdot b \cdot 100$	Longitud efectiva de pandeo en cm
$\lambda = \frac{l_k}{i}$	Esbeltez mecánica de la barra
$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}}$	Esbeltez reducida de la barra

Siendo:

l	Longitud real de la pieza en m.
b	Coefficiente de esbeltez.
i	Radio de giro en cm. de la sección bruta de la pieza respecto al eje principal de inercia perpendicular al plano de pandeo considerado.
f_y	Límite elástico del material en N/mm ² .
E	Módulo de elasticidad del material en N/mm ² .

El cálculo del coeficiente de esbeltez b puede realizarse por dos métodos:

1. Método de Julián y Lawrence, descrito en el apartado 3.2.4.4 de la norma NBE-EA-95
2. Método asimétrico. Apropiado para construcciones de baja altura con pilares articulados en sus bases.

Ambos métodos son aplicables a edificios traslacionales e intraslacionales y su utilización no contiene diferencias significativas respecto al método indicado en el apartado 6.3.2.5 del DB SE-A.

PANDEO POR FLEXOCOMPRESION

La comprobación se realiza conforme al método desarrollado en el apartado 6.3.2 del DB SE-A considerando además la interacción de esfuerzos.

La ecuación de comprobación se aplica para todas las combinaciones de acciones en cada una de las secciones en las que se ha dividido la barra y su expresión general es:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{p1,Rd}} + \frac{M_{xEd}}{M_{xp1,Rd}} + \frac{M_{yEd}}{M_{yp1,Rd}} \right) \cdot f_{yd} = \sigma_{Ed} \leq f_{yd}$$

Siendo:

σ_{Ed}	Tensión de comprobación que se alcanza en la sección en N/mm ² .
N_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo axil actuante en la sección en kN.
M_{xEd}	Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia X de la sección en kN·m.
M_{yEd}	Valor de cálculo del momento actuante alrededor del eje principal de inercia Y de la sección en kN·m.
$N_{p1,Rd}$	Valor de cálculo del esfuerzo axil resistente de la sección en kN, calculadoa como: $N_{p1,Rd} = A \cdot f_{yd}$
χ	Coeficiente reductor por pandeo calculado como: $\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda})^2}}$ y $\phi = 0.5 \left(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right)$
α	Coeficiente de imperfección dependiente de las curvas de pandeo de cada tipo de sección cuyo valor se obtiene de las Tablas 6.2 y 6.3 del DB SE-A
$M_{xp1,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia X en kN·m, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje X, calculado según la expresión: $M_{xp1,Rd} = W_X \cdot f_{yd}$
$M_{yp1,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente de la sección alrededor del eje principal de inercia Y en kN·m, reducido en caso necesario para considerar la interacción con el cortante perpendicular al eje Y, calculado según la expresión: $M_{yp1,Rd} = W_Y \cdot f_{yd}$
f_{yd}	Resistencia de cálculo del material en N/mm ²

En secciones sin simetría o con simetría simple clasificadas como elásticas o esbeltas la comprobación tiene en cuenta el incremento del esfuerzo flector que supone la excentricidad del centro de gravedad respecto al borde comprimido.

PANDEO LATERAL O VUELCO LATERAL DE VIGAS

Esta comprobación se realiza en barras de sección simétrica respecto del eje principal de mayor inercia o bien con simetría puntual, y en aquellos perfiles para los que se conoce tanto el módulo de torsión como el de alabeo.

Es necesario, si existen, indicar el número de fijaciones intermedias, o lo que es lo mismo, el número de puntos de inmovilización en sentido transversal del cordón comprimido. EAwin considera estos puntos repartidos uniformemente en la longitud del elemento constructivo.

La comprobación consiste en verificar que el máximo momento flector ponderado que actúa sobre la viga o tramo considerado en cada combinación de acciones activa se mantenga por debajo del momento resistente a pandeo lateral de la pieza, expresado de la forma:

$$M_{LT,Rd} = c_{LT} \cdot W \cdot f_{yd} \cdot 10^{-3}$$

Siendo:

f_{yd}	Resistencia de calculo del material en N/mm ²
W	Módulo de flexión alrededor del eje principal de mayor inercia en cm ³ .
c_{LT}	Coeficiente reductor por pandeo lateral

El cálculo del coeficiente reductor por pandeo lateral se realiza conforme a lo descrito en el apartado 6.3.3 del DB SE-A. Para ello se calcula la esbeltez reducida de pandeo lateral utilizando la ecuación siguiente.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

En la que:

f_y	Límite elástico del material en N/mm ²
M_{cr}	Momento crítico elástico de pandeo lateral del elemento en kN·m

La obtención del momento crítico elástico de pandeo lateral del elemento constructivo puede hacerse por cualquiera de los métodos clásicos de la teoría de la elasticidad. EAwIn, utiliza el método desarrollado en el Tomo I, pág. 8.6 del libro *Estructuras de Acero* de Argüelles.

Calculada la esbeltez reducida de pandeo lateral, el coeficiente reductor se calcula como:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2}}, \text{ siendo } \phi_{LT} = 0.5 \left(1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2 \right)$$

El factor de imperfección α_{LT} para pandeo lateral se obtiene de la tabla 6.10 del DB SE-A a partir de las características del perfil del elemento.

PANDEO LOCAL Y ABOLLADURA DEL ALMA DE VIGAS LLENAS

Esta comprobación se realiza para aquellas secciones susceptibles de experimentar fenómenos de inestabilidad local (clases 3 y 4) en las que, la distribución de tensiones en sus chapas se determina por los métodos elásticos clásicos.

EAwIn complementa lo indicado en el apartado 6.3.3.3 del DB SE-A, con el método desarrollado en el apartado 3.4.6 de la NBE EA-95, siendo necesario conocer previamente el número de rigidizadores transversales repartidos uniformemente a lo largo de la longitud del elemento constructivo.

EAwIn supondrá que siempre hay dos rigidizadores en los extremos y el número definido anteriormente se suponen situados en el interior.

Para conocer cuantos rigidizadores deben disponerse en el elemento, el programa permite que el usuario introduzca el número habilitando la comprobación de pandeo local en la carpeta de comprobaciones del cuadro de propiedades de elemento constructivo.

Independientemente de lo anterior EAwIn, durante la clasificación de secciones del elemento, es capaz de identificar las secciones de clase 3 y 4 y habilitar la comprobación. En este caso, el número de rigidizadores intermedios necesarios se obtendrá durante la comprobación de abolladura del alma.

Abolladura del alma

La comprobación se limita a obtener el número de rigidizadores transversales que es necesario disponer para controlar la esbeltez de los recuadros en los que queda dividida el alma con el objetivo de evitar realizar la comprobación. La esbeltez límite máxima admisible para no realizar la comprobación de abolladura por cortante se calcula como:

$$Es b_{PL} = \frac{d}{t} \leq F_{Es b} \cdot s$$

Siendo:

Esb _{PL}	Esbeltez máxima admisible del alma
d, t	Dimensiones (alto, espesor) del alma de la pieza en mm
ε	Factor por límite elástico, calculado como $\varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}}$
F _{Esb}	Coefficiente igual a $30\sqrt{K_t}$ dependiente de las tensiones de abolladura
K _t	Coefficiente por tensiones de abolladura de valor igual a:
·	5.444 para elementos en los que no se ha dispuesto rigidizadores
·	5.34 para elementos rigidizados solo en las secciones extremas
·	$4/r(1.335+r)$ para elementos con rigidizadores en los que ($a < d$)
	$4/r(1.335r+1)$ para elementos con rigidizadores en los que ($a \geq d$)
a	Espaciamiento entre rigidizadores en mm
ρ	Factor de valor igual a $\left(\frac{a}{d}\right)^2$

En los procesos de dimensionado, EAwIn, partiendo del numero de rigidizadores transversales inicial (fijado por el usuario o no) añadirá aquellos necesarios para cumplir la condición anterior. En proceso de comprobación se limitará a comprobar la esbeltez de los recuadros.

Pandeo local del alma

La validación consiste en el cálculo de las tensiones críticas ideales: $s_{cr,i}=k_1 \cdot s_E$ y $t_{cr,i}=k_2 \cdot s_E$ donde los coeficientes k_1 y k_2 dependen de la relación entre lados de cada recuadro y las tensiones normales y tangenciales que se alcanzan en su interior, y s_E es la tensión crítica de Euler que viene dada por la expresión:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{e}{h_a} \right)^2$$

Siendo:

E	Módulo de elasticidad en kg/cm ² .
ν	Módulo de Poisson.

Conocidos los valores, calculados por métodos elásticos, de la tensión normal y tangencial máximas: s_1^* y t^* se obtiene la tensión de comprobación ideal.

$$\sigma_{co,i} = \frac{\sqrt{\sigma_1^{*2} + 3 \cdot \tau^{*2}}}{\frac{1+\psi}{4} \cdot \frac{|\sigma_1^*|}{\sigma_{co,i}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1^*}{\sigma_{co,i}} \right)^2 + \left(\frac{\tau^*}{\tau_{co,i}} \right)^2}}$$

Si la tensión de comprobación ideal resultante es superior al límite de proporcionalidad ($0.8 f_y$), el programa aplica automáticamente el coeficiente de reducción anelástica K_r , comprobando que:

$$\sigma_{co,r} = \sqrt{K_r} \cdot \sigma_{co,i} \geq \sqrt{\sigma_1^{*2} + 3 \cdot \tau^{*2}}$$

Para finalizar, EAwIn calcula el espesor mínimo de los rigidizadores para que se puedan considerar ultrarrígidos, comprobándolos a flexocompresión según lo indicado en el apartado 6.3.3.3 del DB SE-A.

COMPROBACIÓN DE PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO

Estos perfiles están preclasificados como elásticos (clase 3). Su comprobación de agotamiento tiene en cuenta los efectos de combadura y abolladura, por lo que no es necesario activar estas opciones.

De forma abreviada, el cálculo se basa en considerar que sólo la parte efectiva de las chapas de la sección contribuye a resistir los esfuerzos de compresión. Esta sección efectiva se calcula por procedimientos iterativos y se usa para obtener las tensiones elásticas normales y tangenciales reales que intervienen en las ecuaciones de comprobación.

El procedimiento utilizado es el que aparece descrito en la norma EA-95 parte 4.

Esta versión del producto no realiza cálculos especiales para elementos sometidos a cargas concentradas o de pandeo por flexión y torsión.

COMPROBACIÓN DE BARRAS DE ACERO

AGOTAMIENTO DE SECCIONES EN BARRAS DE ACERO												
Nudos Inic-Fin	Perfil Sección	Hipótesis	Dist. Origen (m)	Clase Sección	Coord. Sección (mm)	Criterio Agotamiento	Tens. Norm. Máx. (N/mm²)	Tens. Tang. Máx. (N/mm²)	Tens. Máx. Admis. (N/mm²)	Parámetros de cálculo		
29-24	HEB550	H1-CG0	0,000	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 152,7$	$\tau = 53,1$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 6413,0$ kN	$M_{rdx} = 1378,4$ kN·m	$M_{rdy} = 338,0$ kN·m
17-12	UPN-260	H1-CG0	2,650	3	x'=64,1 y'=130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 15,4$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m
12-19	IPN400	H1-CG0	0,000	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 212,9$	$\tau = 25,7$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 2978,1$ kN	$M_{rdx} = 434,3$ kN·m	$M_{rdy} = 70,1$ kN·m
23-17	UPN-260	H1-CG0	3,750	3	x'=64,1 y'=-130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 92,9$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m
30-28	IPN400	H1-CG0	2,440	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 43,4$	$\tau = -3,6$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 2978,1$ kN	$M_{rdx} = 434,3$ kN·m	$M_{rdy} = 70,1$ kN·m
13-8	HEB550	H1-CG0	2,650	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 170,2$	$\tau = -11,5$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 6413,0$ kN	$M_{rdx} = 1378,4$ kN·m	$M_{rdy} = 338,0$ kN·m
13-20	IPN400	H1-CG0	3,750	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 183,2$	$\tau = 1,2$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 2978,1$ kN	$M_{rdx} = 434,3$ kN·m	$M_{rdy} = 70,1$ kN·m
2-5	UPN-260	H1-CG0	3,750	3	x'=64,1 y'=-130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 87,7$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m
14-9	HEB550	H1-CG0	2,650	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 182,8$	$\tau = -60,9$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 6413,0$ kN	$M_{rdx} = 1378,4$ kN·m	$M_{rdy} = 338,0$ kN·m
16-14	HEB550	H1-CG0	2,400	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 234,1$	$\tau = -13,1$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 6413,0$ kN	$M_{rdx} = 1378,4$ kN·m	$M_{rdy} = 338,0$ kN·m
31-33	UPN-260	H1-CG0	3,180	3	x'=64,1 y'=-130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 12,9$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m

4-2	UPN-260	H1-CG0	0,000	3	x'=64,1 y'=130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 20,4$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m
27-31	UPN-260	H1-CG0	0,000	3	x'=64,1 y'=-130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 0,6$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m
19-13	HEB550	H1-CG0	0,000	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 170,0$	$\tau = 8,7$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 6413,0$ kN	$M_{rdx} = 1378,4$ kN·m	$M_{rdy} = 338,0$ kN·m
30-32	UPN-260	H1-CG0	0,000	3	x'=64,1 y'=-130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 5,5$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m
29-23	UPN-260	H1-CG0	0,000	3	x'=64,1 y'=130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 250,5$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m
9-15	UPN-260	H1-CG0	0,000	3	x'=-25,9 y'=130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 257,2$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m
16-22	IPN400	H1-CG0	2,050	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 52,5$	$\tau = 2,6$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 2978,1$ kN	$M_{rdx} = 434,3$ kN·m	$M_{rdy} = 70,1$ kN·m
26-30	IPN400	H1-CG0	1,550	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 42,7$	$\tau = 2,0$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 2978,1$ kN	$M_{rdx} = 434,3$ kN·m	$M_{rdy} = 70,1$ kN·m
8-14	IPN400	H1-CG0	3,250	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 155,1$	$\tau = 4,0$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 2978,1$ kN	$M_{rdx} = 434,3$ kN·m	$M_{rdy} = 70,1$ kN·m
20-16	HEB550	H1-CG0	0,250	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 239,7$	$\tau = -2,1$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 6413,0$ kN	$M_{rdx} = 1378,4$ kN·m	$M_{rdy} = 338,0$ kN·m
26-20	HEB550	H1-CG0	0,000	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 239,6$	$\tau = 17,4$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 6413,0$ kN	$M_{rdx} = 1378,4$ kN·m	$M_{rdy} = 338,0$ kN·m
23-19	HEB550	H1-CG0	0,000	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 133,2$	$\tau = 43,7$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 6413,0$ kN	$M_{rdx} = 1378,4$ kN·m	$M_{rdy} = 338,0$ kN·m
19-24	IPN400	H1-CG0	3,750	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 194,0$	$\tau = 4,0$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 2978,1$ kN	$M_{rdx} = 434,3$ kN·m	$M_{rdy} = 70,1$ kN·m
28-31	IPN400	H1-CG0	3,000	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 143,8$	$\tau = -11,1$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 2978,1$ kN	$M_{rdx} = 434,3$ kN·m	$M_{rdy} = 70,1$ kN·m
33-32	UPN-260	H1-CG0	5,440	3	x'=64,1 y'=130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 27,8$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m
22-28	UPN-260	H1-CG0	2,133	3	x'=64,1 y'=130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 3,0$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m
5-9	UPN-260	H1-CG0	7,200	3	x'=64,1 y'=130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 260,8$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m
32-29	UPN-260	H1-CG0	0,000	3	x'=-25,9 y'=130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 90,9$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m

14-21	IPN400	H1-CG0	7,000	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 243,1$	$\tau = -39,3$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 2978,1$ kN	$M_{rdx} = 434,3$ kN·m	$M_{rdy} = 70,1$ kN·m
22-27	IPN400	H1-CG0	3,000	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 225,2$	$\tau = -24,0$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 2978,1$ kN	$M_{rdx} = 434,3$ kN·m	$M_{rdy} = 70,1$ kN·m
8-5	HEB550	H1-CG0	2,650	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 118,3$	$\tau = -40,9$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 6413,0$ kN	$M_{rdx} = 1378,4$ kN·m	$M_{rdy} = 338,0$ kN·m
4-8	IPN400	H1-CG0	0,000	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 218,9$	$\tau = 28,7$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 2978,1$ kN	$M_{rdx} = 434,3$ kN·m	$M_{rdy} = 70,1$ kN·m
21-27	UPN-260	H1-CG0	0,000	3	x'=64,1 y'=-130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 0,7$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m
15-21	UPN-260	H1-CG0	0,000	3	x'=64,1 y'=130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 80,2$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m
24-26	HEB550	H1-CG0	0,530	1		T. Normales (Dist. Plást.)	$\sigma_{PL} = 183,1$	$\tau = 31,1$	$\sigma_u = 252,4$	$N_{rd} = 6413,0$ kN	$M_{rdx} = 1378,4$ kN·m	$M_{rdy} = 338,0$ kN·m
7-4	UPN-260	H1-CG0	2,650	3	x'=64,1 y'=-130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 0,8$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m
12-7	UPN-260	H1-CG0	2,650	3	x'=64,1 y'=-130,0	T. Von Mises (Dist. Elást.)	$\sigma_{VM} = 0,8$	$\tau = 0,0$	$\sigma_u = 261,9$	$N_{rd} = 1265,0$ kN	$M_{rdx} = 97,2$ kN·m	$M_{rdy} = 12,5$ kN·m

PANDEO POR COMPRESIÓN Y FLEXIÓN										
Nudos extremos	Perfil Sección	Hipótesis	Distancia Origen (m)	Clase Sección	L (m)	χ	σ (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	Parámetros de cálculo	
29-24	HEB550	Esbeltz reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,1	--	--	--	--; --; --; --; --; --; --	
17-12	UPN-260	Esbeltz reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Elástica	0,2	--	--	--	--; --; --; --; --; --; --	
12-19	IPN400	Esbeltz reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,2	--	--	--	--; --; --; --; --; --; --	
23-17	UPN-260	H1-CG0	3,750	Elástica	0,2	1,0	89,3	261,9	N 7,8 kN; M_x 32,495 kN·m; β_x 0,55; λ_x 0,2; ec 130,0 mm; et 130,0 mm;	
30-28	IPN400	Esbeltz reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,2	--	--	--	--; --; --; --; --; --; --	
13-8	HEB550	Esbeltz reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,1	--	--	--	--; --; --; --; --; --; --	
13-20	IPN400	H1-CG0	3,750	Plástica o Compacta	0,5	0,9	183,4	252,4	N 43,4 kN; M_x 308,673 kN·m; β_x 1,00; λ_x 0,5; ; ;	
2-5	UPN-260	H1-CG0	3,750	Elástica	0,2	1,0	84,8	261,9	N 9,9 kN; M_x 30,666 kN·m; β_x 0,55; λ_x 0,2; ec 130,0 mm; et 130,0 mm;	

14-9	HEB550	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,1	--	--	--	--; --; --; --; --; --
16-14	HEB550	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,1	--	--	--	--; --; --; --; --; --
31-33	UPN-260	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Elástica	0,2	--	--	--	--; --; --; --; --; --
4-2	UPN-260	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Elástica	0,2	--	--	--	--; --; --; --; --; --
19-13	HEB550	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,1	--	--	--	--; --; --; --; --; --
30-32	UPN-260	H1-CG0	1,272	Elástica	0,4	0,9	2,2	261,9	N 0,2 kN; M_x 0,807 kN·m; β_x 1,00; λ_x 0,4; ec 130,0 mm; et 130,0 mm;
29-23	UPN-260	H1-CG0	7,200	Elástica	0,5	0,9	249,9	261,9	N 28,4 kN; M_x 90,099 kN·m; β_x 0,58; λ_x 0,5; ec 130,0 mm; et 130,0 mm;
9-15	UPN-260	H1-CG0	0,000	Elástica	0,4	0,9	253,0	261,9	N 34,2 kN; M_x 90,836 kN·m; β_x 0,53; λ_x 0,4; ec 130,0 mm; et 130,0 mm;
16-22	IPN400	H1-CG0	2,050	Plástica o Compacta	0,3	1,0	52,5	252,4	N 35,5 kN; M_x 84,981 kN·m; β_x 1,00; λ_x 0,3; ; ;
26-30	IPN400	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,1	--	--	--	--; --; --; --; --; --
8-14	IPN400	H1-CG0	3,250	Plástica o Compacta	0,5	0,9	154,9	252,4	N 0,7 kN; M_x 266,396 kN·m; β_x 1,00; λ_x 0,5; ; ;
20-16	HEB550	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,0	--	--	--	--; --; --; --; --; --
26-20	HEB550	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,1	--	--	--	--; --; --; --; --; --
23-19	HEB550	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,1	--	--	--	--; --; --; --; --; --
19-24	IPN400	H1-CG0	3,750	Plástica o Compacta	0,5	0,9	194,2	252,4	N 43,0 kN; M_x 327,284 kN·m; β_x 1,00; λ_x 0,5; ; ;
28-31	IPN400	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,2	--	--	--	--; --; --; --; --; --
33-32	UPN-260	H1-CG0	5,440	Elástica	0,5	0,9	24,5	261,9	N 4,7 kN; M_x 8,662 kN·m; β_x 0,72; λ_x 0,5; ec 130,0 mm; et 130,0 mm;
22-28	UPN-260	H1-CG0	1,185	Elástica	0,3	1,0	1,6	261,9	N 0,4 kN; M_x 0,557 kN·m; β_x 1,00; λ_x 0,3; ec 130,0 mm; et 130,0 mm;
5-9	UPN-260	H1-CG0	7,200	Elástica	0,5	0,9	259,9	261,9	N 34,1 kN; M_x 93,334 kN·m; β_x 0,55; λ_x 0,5; ec 130,0 mm; et 130,0 mm;

7-13	IPE-400	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,2	--	--	--	--; --; --; --; --; --
32-29	UPN-260	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Elástica	0,1	--	--	--	--; --; --; --; --; --
22-27	IPN400	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,2	--	--	--	--; --; --; --; --; --
8-5	HEB550	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,1	--	--	--	--; --; --; --; --; --
4-8	IPN400	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,2	--	--	--	--; --; --; --; --; --
15-21	UPN-260	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Elástica	0,2	--	--	--	--; --; --; --; --; --
24-26	HEB550	Esbeltez reducida. NO NECESITA COMPROBAR	--	Plástica o Compacta	0,0	--	--	--	--; --; --; --; --; --

ESBELTEZ MÁXIMA PLANO PERPENDICULAR AL EJE X'						
Nudos extremos	Perfil Sección	Hipótesis	Longitud real (m)	β_x	λ_x	$\lambda_{x,max}$
29-24	HEB550	H1-CG0	2,650	0,95	0,1	2,0
17-12	UPN-260	H1-CG0	2,650	0,55	0,2	2,0
12-19	IPN400	H1-CG0	3,750	0,70	0,2	2,0
23-17	UPN-260	H1-CG0	3,750	0,55	0,2	2,0
30-28	IPN400	H1-CG0	2,440	1,00	0,2	2,0
13-8	HEB550	H1-CG0	2,650	1,00	0,1	2,0
13-20	IPN400	H1-CG0	7,200	1,00	0,5	2,0
2-5	UPN-260	H1-CG0	3,750	0,55	0,2	2,0
14-9	HEB550	H1-CG0	2,650	0,95	0,1	2,0
16-14	HEB550	H1-CG0	2,400	1,00	0,1	2,0
31-33	UPN-260	H1-CG0	3,180	0,54	0,2	2,0
4-2	UPN-260	H1-CG0	2,650	0,55	0,2	2,0
27-31	UPN-260	H1-CG0	2,370	0,50	0,1	2,0
19-13	HEB550	H1-CG0	2,650	1,00	0,1	2,0
30-32	UPN-260	H1-CG0	3,180	1,00	0,4	2,0
29-23	UPN-260	H1-CG0	7,200	0,58	0,5	2,0
9-15	UPN-260	H1-CG0	7,000	0,53	0,4	2,0
16-22	IPN400	H1-CG0	4,000	1,00	0,3	2,0
26-30	IPN400	H1-CG0	1,560	1,00	0,1	2,0
8-14	IPN400	H1-CG0	7,200	1,00	0,5	2,0
20-16	HEB550	H1-CG0	0,250	1,00	0,0	2,0
26-20	HEB550	H1-CG0	2,120	1,00	0,1	2,0

23-19	HEB550	H1-CG0	2,650	0,95	0,1	2,0
19-24	IPN400	H1-CG0	7,200	1,00	0,5	2,0
28-31	IPN400	H1-CG0	3,000	0,70	0,2	2,0
33-32	UPN-260	H1-CG0	5,440	0,72	0,5	2,0
22-28	UPN-260	H1-CG0	2,370	1,00	0,3	2,0
5-9	UPN-260	H1-CG0	7,200	0,55	0,5	2,0
7-13	IPE-400	H1-CG0	3,750	0,70	0,2	2,0
32-29	UPN-260	H1-CG0	1,560	0,77	0,1	2,0
14-21	IPN400	H1-CG0	7,000	0,70	0,4	2,0
22-27	IPN400	H1-CG0	3,000	0,70	0,2	2,0
8-5	HEB550	H1-CG0	2,650	0,95	0,1	2,0
4-8	IPN400	H1-CG0	3,750	0,70	0,2	2,0
21-27	UPN-260	H1-CG0	2,400	0,50	0,1	2,0
15-21	UPN-260	H1-CG0	2,650	0,55	0,2	2,0
24-26	HEB550	H1-CG0	0,530	1,00	0,0	2,0
7-4	UPN-260	H1-CG0	2,650	0,50	0,2	2,0
12-7	UPN-260	H1-CG0	2,650	0,50	0,2	2,0

DEFORMACIONES MÁS DESPLAZAMIENTOS EN LOS NUDOS

Nudos extremos	Perfil Sección	Hipótesis	Distancia Origen (m)	Limitación Flecha (mm)	Flecha real máxima (mm)
29-24	HEB550	H2-CG0	0,000	$10.600,0/300=35,3$	22,3
17-12	UPN-260	H2-CG0	2,650	$10.600,0/300=35,3$	0,4
23-17	UPN-260	H2-CG0	3,750	$3.750,0/300=12,5$	2,0
13-8	HEB550	H2-CG0	2,650	$10.600,0/300=35,3$	23,4
2-5	UPN-260	H2-CG0	3,750	$3.750,0/300=12,5$	1,7
14-9	HEB550	H2-CG0	2,650	$10.600,0/300=35,3$	23,4
16-14	HEB550	H2-CG0	2,400	$10.600,0/300=35,3$	32,2
31-33	UPN-260	H2-CG0	2,226	$10.600,0/300=35,3$	0,3
4-2	UPN-260	H2-CG0	0,000	$10.600,0/300=35,3$	0,2
27-31	UPN-260	H2-CG0	1,185	$10.600,0/300=35,3$	0,0
19-13	HEB550	H2-CG0	0,000	$10.600,0/300=35,3$	23,4
29-23	UPN-260	H2-CG0	3,600	$14.200,0/300=47,3$	13,3
9-15	UPN-260	H2-CG0	3,500	$14.200,0/300=47,3$	11,9
20-16	HEB550	H2-CG0	0,167	$10.600,0/300=35,3$	32,2
26-20	HEB550	H2-CG0	0,000	$10.600,0/300=35,3$	32,2
23-19	HEB550	H2-CG0	0,000	$10.600,0/300=35,3$	16,9
33-32	UPN-260	H2-CG0	0,544	$14.200,0/300=47,3$	2,4
5-9	UPN-260	H2-CG0	3,600	$14.200,0/300=47,3$	12,8
32-29	UPN-260	H2-CG0	1,560	$14.200,0/300=47,3$	2,4
8-5	HEB550	H2-CG0	2,650	$10.600,0/300=35,3$	16,5
21-27	UPN-260	H2-CG0	1,200	$10.600,0/300=35,3$	0,0

15-21	UPN-260	H2-CG0	1,060	$10.600,0/300=35,3$	0,9
24-26	HEB550	H2-CG0	0,530	$10.600,0/300=35,3$	25,6
7-4	UPN-260	H2-CG0	1,325	$10.600,0/300=35,3$	0,0
12-7	UPN-260	H2-CG0	1,325	$10.600,0/300=35,3$	0,0

DEFORMACIONES LOCALES					
Nudos extremos	Perfil Sección	Hipótesis	Distancia Origen (m)	Limitación Flecha (mm)	Flecha real máxima (mm)
29-24	HEB550	H2-CG0	0,795	$2.650,0/300=8,8$	0,4
17-12	UPN-260	H2-CG0	1,590	$2.650,0/300=8,8$	0,2
12-19	IPN400	H2-CG0	1,500	$3.750,0/300=12,5$	3,2
23-17	UPN-260	H2-CG0	1,875	$3.750,0/300=12,5$	0,6
30-28	IPN400	H2-CG0	1,464	$2.440,0/300=8,1$	0,2
13-8	HEB550	H2-CG0	1,325	$2.650,0/300=8,8$	1,6
13-20	IPN400	H2-CG0	3,600	$7.200,0/300=24,0$	18,3
2-5	UPN-260	H2-CG0	1,875	$3.750,0/300=12,5$	0,6
14-9	HEB550	H2-CG0	1,855	$2.650,0/300=8,8$	0,5
16-14	HEB550	H2-CG0	1,200	$2.400,0/300=8,0$	1,9
31-33	UPN-260	H2-CG0	2,226	$3.180,0/300=10,6$	0,2
4-2	UPN-260	H2-CG0	0,795	$2.650,0/300=8,8$	0,3
27-31	UPN-260	H2-CG0	1,185	$2.370,0/300=7,9$	0,0
19-13	HEB550	H2-CG0	1,325	$2.650,0/300=8,8$	1,6
30-32	UPN-260	H2-CG0	1,908	$3.180,0/300=10,6$	0,1
29-23	UPN-260	H2-CG0	3,600	$7.200,0/300=24,0$	11,4
9-15	UPN-260	H2-CG0	3,500	$7.000,0/300=23,3$	10,5
16-22	IPN400	H2-CG0	2,000	$4.000,0/300=13,3$	1,5
26-30	IPN400	H2-CG0	0,780	$1.560,0/300=5,2$	0,1
8-14	IPN400	H2-CG0	3,600	$7.200,0/300=24,0$	14,3
20-16	HEB550	H2-CG0	0,167	$250,0/300=0,8$	0,0
26-20	HEB550	H2-CG0	1,060	$2.120,0/300=7,1$	1,4
23-19	HEB550	H2-CG0	0,795	$2.650,0/300=8,8$	0,4
19-24	IPN400	H2-CG0	3,600	$7.200,0/300=24,0$	18,6
28-31	IPN400	H2-CG0	1,800	$3.000,0/300=10,0$	1,8
33-32	UPN-260	H2-CG0	1,632	$5.440,0/300=18,1$	0,5
22-28	UPN-260	H2-CG0	1,422	$2.370,0/300=7,9$	0,0
5-9	UPN-260	H2-CG0	3,600	$7.200,0/300=24,0$	10,9
7-13	IPE-400	H2-CG0	1,500	$3.750,0/300=12,5$	4,0
32-29	UPN-260	H2-CG0	0,585	$1.560,0/300=5,2$	0,2
14-21	IPN400	H2-CG0	6,300	$7.000,0/300=23,3$	1,3
22-27	IPN400	H2-CG0	1,800	$3.000,0/300=10,0$	2,3
8-5	HEB550	H2-CG0	1,855	$2.650,0/300=8,8$	0,3
4-8	IPN400	H2-CG0	1,500	$3.750,0/300=12,5$	2,9

21-27	UPN-260	H2-CG0	1,200	2.400,0/300=8,0	0,0
15-21	UPN-260	H2-CG0	0,795	2.650,0/300=8,8	1,1
24-26	HEB550	H2-CG0	0,353	530,0/300=1,8	0,1
7-4	UPN-260	H2-CG0	1,325	2.650,0/300=8,8	0,0
12-7	UPN-260	H2-CG0	1,325	2.650,0/300=8,8	0,0


ROTURA FRÁGIL EN BARRAS DE ACERO						
Temperatura mínima de proyecto (°C): -12						
Nudos extremos	Perfil Sección	Tens. Máx. Tracción (N/mm²)	Tens. Máx. Admisible (N/mm²)	Nivel. Tensión	Espesor Máximo (mm)	Espesor Admisible (mm)
29-24	HEB550	152,7	252,4	-0,6	29	31
17-12	UPN-260	15,4	261,9	-0,1	14	83
23-17	UPN-260	92,9	261,9	-0,4	14	51
30-28	IPN400	43,4	252,4	-0,2	22	83
13-8	HEB550	170,2	252,4	-0,7	29	31
13-20	IPN400	183,2	252,4	-0,7	22	31
2-5	UPN-260	87,7	261,9	-0,3	14	51
14-9	HEB550	182,8	252,4	-0,7	29	31
31-33	UPN-260	12,9	261,9	0,0	14	83
4-2	UPN-260	20,4	261,9	-0,1	14	83
27-31	UPN-260	0,6	261,9	0,0	14	83
19-13	HEB550	170,0	252,4	-0,7	29	31
30-32	UPN-260	2,7	261,9	0,0	14	83
16-22	IPN400	52,5	252,4	-0,2	22	83
26-30	IPN400	42,7	252,4	-0,2	22	83
8-14	IPN400	155,1	252,4	-0,6	22	31
23-19	HEB550	133,2	252,4	-0,5	29	31
28-31	IPN400	143,8	252,4	-0,6	22	31
33-32	UPN-260	23,8	261,9	-0,1	14	83
22-28	UPN-260	3,0	261,9	0,0	14	83
32-29	UPN-260	89,7	261,9	-0,3	14	51
8-5	HEB550	118,3	252,4	-0,5	29	51
21-27	UPN-260	0,7	261,9	0,0	14	83
15-21	UPN-260	80,2	261,9	-0,3	14	51
24-26	HEB550	183,1	252,4	-0,7	29	31
7-4	UPN-260	0,8	261,9	0,0	14	83
12-7	UPN-260	0,8	261,9	0,0	14	83

INDICES DE UTILIZACIÓN											
Barra	Agotamiento (%)	Esbeltez x' (%)	Esbeltez y' (%)	Pandeo (%)	Pandeo Lateral (%)	Pandeo Local (%)	Tracción (%)	Flecha +N (%)	Flecha -N (%)	Def.H.Tot. (%)	Def.H.Pla. (%)
29-24	60,5	6,1	-	-	-	-	-	63,1	4,3	-	-
17-12	5,9	8,4	-	-	-	-	-	1,1	2,5	-	-
12-19	84,3	9,5	-	-	-	-	-	-	25,4	-	-
23-17	35,5	11,9	-	34,1	-	-	-	15,6	4,8	-	-
30-28	17,2	8,8	-	-	-	-	-	-	2,8	-	-
13-8	67,4	6,5	-	-	-	-	-	66,3	17,7	-	-
13-20	72,6	25,9	-	72,7	-	-	-	-	76,4	-	-
2-5	33,5	11,9	-	32,4	-	-	-	13,7	5,1	-	-
14-9	72,4	6,1	-	-	-	-	-	66,1	6,2	-	-
16-14	92,8	5,8	-	-	-	-	-	91,0	23,2	-	-
31-33	4,9	10,0	-	-	-	-	-	0,9	1,9	-	-
4-2	7,8	8,4	-	-	-	-	-	0,5	2,9	-	-
27-31	0,2	6,8	-	-	-	-	-	0,0	0,0	-	-
19-13	67,4	6,5	-	-	-	-	-	66,3	18,5	-	-
30-32	2,1	18,3	-	0,8	-	-	-	-	0,6	-	-
29-23	95,7	24,2	-	95,4	-	-	-	28,0	47,6	-	-
9-15	98,2	21,6	-	96,6	-	-	-	25,1	45,0	-	-
16-22	20,8	14,4	-	20,8	-	-	-	-	11,3	-	-
26-30	16,9	5,6	-	-	-	-	-	-	2,9	-	-
8-14	61,5	25,9	-	61,4	-	-	-	-	59,7	-	-
20-16	95,0	0,6	-	-	-	-	-	91,1	2,4	-	-
26-20	94,9	5,2	-	-	-	-	-	91,1	20,1	-	-
23-19	52,8	6,1	-	-	-	-	-	47,8	4,5	-	-
19-24	76,9	25,9	-	76,9	-	-	-	-	77,7	-	-
28-31	57,0	7,6	-	-	-	-	-	-	17,6	-	-
33-32	10,6	22,6	-	9,4	-	-	-	5,1	2,8	-	-
22-28	1,2	13,7	-	0,6	-	-	-	-	0,5	-	-
5-9	99,6	23,0	-	99,2	-	-	-	27,1	45,3	-	-
7-13	-	9,2	-	-	-	-	-	-	32,2	-	-
32-29	34,7	7,0	-	-	-	-	-	5,0	3,2	-	-
14-21	96,3	17,6	-	-	-	-	-	-	5,8	-	-
22-27	89,2	7,6	-	-	-	-	-	-	23,2	-	-
8-5	46,9	6,1	-	-	-	-	-	46,7	3,7	-	-
4-8	86,7	9,5	-	-	-	-	-	-	23,3	-	-
21-27	0,3	6,9	-	-	-	-	-	0,0	0,0	-	-
15-21	30,6	8,4	-	-	-	-	-	2,5	12,1	-	-
24-26	72,5	1,3	-	-	-	-	-	72,4	3,5	-	-
7-4	0,3	7,6	-	-	-	-	-	0,0	0,1	-	-
12-7	0,3	7,6	-	-	-	-	-	0,0	0,1	-	-

MEDICIÓN DE LAS BARRAS DE ACERO

MEDICIÓN DE ACERO POR SERIE			
Serie	Secciones	Longitud (m)	Peso (kg)
Perfiles HEB	HEB550	21,200	4.218,800
Perfiles UPN	UPN-260	62,650	2.374,435
Perfiles IPN	IPN400	50,100	4.639,260
Perfiles IPE	IPE-400	3,750	248,625
<i>Total</i>			<i>11.481,120</i>

MEDICIÓN DE ACERO POR FUNCION	
Función	Peso (kg)
Viga	11.481,120
<i>Total</i>	<i>11.481,120</i>

 ArcelorMittal Cofra 5	Forjados ampliación zona pediátrica		EC4
	Project name:	Rehabilitación Pediátrica-piscina	
	Project address:	Av. de Córdoba, s/n, Usera, 28041	Spain
	Remarks:	no comment	

FULL OUTPUT

Note: Section designed according to EN1994-1

Construction stage

Γ_{δ}	=	0.05	<= 1.00	Deflection
$\Gamma_{M,+}$	=	0.13	<= 1.00	Sagging bending moment
$\Gamma_{R,Ex}$	=	0.08	<= 1.00	Reaction at end support
$\Gamma_{M,-}$	=	0.18	<= 1.00	Hogging bending moment
$\Gamma_{R,C}$	=	0.21	<= 1.00	Reaction at internal support
Γ_{RM}	=	0.24	<= 1.00	Combined bending moment and support reaction

Composite slab


Γ_{M+}	=	0.48	<= 1.00	Sagging bending moment
Γ_{M-}	=	-1	<= 1.00	Hogging bending moment
$\Gamma_{M-(L/3)}$	=	-1	<= 1.00	Hogging bending moment at L/3 from internal support
Γ_{LR1}	=	0.47	<= 1.00	Longitudinal shear by partial connexion method
Γ_{VR1}	=	0.63	<= 1.00	Vertical shear - End support
Γ_{VR2}	=	0.63	<= 1.00	Vertical shear - internal support
Γ_{FL}	=	0.27	<= 1.00	Deflection control
Γ_{Vi}	=	0.24	<= 1.00	Vibration control
Γ_{VP}	=	-1	<= 1.00	Punching
Γ_{Fs}	=	0.39	<= 1.00	Cracking control

Fire resistance

Γ_{ST}	=	0.9	<= 1.00	Thermal insulation
Γ_{RF}	=	0.95	<= 1.00	Load bearing criterion
$\Gamma_{RF(L/3)}$	=	-1	<= 1.00	Load bearing criterion at L/3 from internal support
$\Gamma_{RF_recommended}$	=	-1	<= 1.00	Free span moment - recommended checking

Note: Check imperatively whether the assumptions comply with project specifications and project plan.

Date	Username: GMR	Page
06/03/2025	Company: GMR ARQUITECTURA	
		1 / 7

	Forjados ampliación zona pediátrica		EC4
	Project name:	Rehabilitación Pediátrica-piscina	
	Project address:	Av. de Córdoba, s/n, Usera, 28041	Spain
	Remarks:	no comment	

1. Project Data

a. Profile Data: cofraplus60 / 1mm / noperce

Characteristics	Values	Unit
Thickness of profiled steel sheeting	1	mm
Self-weight of profiled steel sheeting	11.37	kg/m ²
Height of profile	58	mm
Effective width of profile	1035	mm
Cross-sectional area of profile	1220	mm ² /m
Second moment of area of the profile	60.08	cm ⁴ /m
Position of neutral axis of profile	33.7	mm
Reduction of concrete	35	mm
Sagging resistance moment of profile	6.59	kNm/m
End support reaction resistance of profile	35.84	kN/m
Internal support widths	60, 160	kN/m
Maximum hogging resistance moment of profile	6.21, 7.1	kNm/m
Maximum internal reaction resistance of profile	35.98, 55.95	kN/m
Empirical factor for design shear resistance (m)	230.09	N/mm ²
Empirical factor for design shear resistance (k)	-0.06	
Longitudinal shear strength of a composite slab $\tau_{u,Rk}$	0.1	N/mm ²

b. Composite slab

Spans:

Span →	1	2	3	4	5
Span (m)	2.65	2.65	2.65	2.65	0

Static system:

isostatique

Overall slab depth:

150


(mm)

Screed:

0

(mm)

Date	Username: GMR	Page
06/03/2025	Company: GMR ARQUITECTURA	
		2 / 7

	Forjados ampliación zona pediátrica		EC4
	Project name:	Rehabilitación Pediátrica-piscina	
	Project address:	Av. de Córdoba, s/n, Usera, 28041	Spain
	Remarks:	no comment	

c. Construction stage

Number of spans / steel sheet:

Steel sheet	1	2	3	4	5
Number spans	1	1	1	1	0

Number of props/span:

Span →	1	2	3	4	5
Number props	1	1	1	1	0

Note: for $N > 0$, prop must be placed at $1/(N+1)$ of span

Prop width: 80 (mm)

End support width: 50 (mm)

Internal support width: 100 (mm)

d. Reinforcement data

Yield strength: 500

Ductility class: B

Exposure class: XC2

Structural class: S4

Minimum cover: 35 (mm)

Overall mesh: 15x15D8 Cover: 35 (mm)


Reinforcement on support: Cover: (mm)

Repartition mesh: Cover: 10 (mm)

Reinforcement in the rib: 12 in each rib Cover: 35 (mm)

Note: overall mesh shall be continuous on support

Date	Username: GMR	Page
06/03/2025	Company: GMR ARQUITECTURA	
		3 / 7

	Forjados ampliación zona pediátrica		EC4
	Project name:	Rehabilitación Pediátrica-piscina	
	Project address:	Av. de Córdoba, s/n, Usera, 28041	Spain
	Remarks:	no comment	

e. Concrete data: normal / NC30/37

Concrete wet self weight	25	kN/m ³
Concrete dry self weight	24	kN/m ³
F_{ck}	30	N/mm ²
F_{ctm}	2.9	N/mm ²
E_{cm}	33000	N/mm ²

f. Project requirements

Shear bond method		partielle
Deflection limit during construction	L /	180
Deflection limit in service	L /	300
Crack control	W_{max}	
Coefficient of moment redistribution		0
Coefficient mass related to live load (frequency)		0.5
Minimum frequency		3
Fire resistance period	REI	90
Fire factor	$\Psi_{1,1} =$	0.5

g. Loads acting on slab

- Uniformly distributed load

Span →	1	2	3	4	5
Permanent loads g_{per} (kN/m ²)	3.91	3.91	3.91	3.91	
Live load q (kN/m ²)	10	10	10	10	

- Line loads perpendicular to deck span

Note: Any line load is considered

- Punctual loads

Note: Any concentrated load is considered

Date	Username: GMR	Page
06/03/2025	Company: GMR ARQUITECTURA	
		4 / 7


	Forjados ampliación zona pediátrica		EC4
	Project name:	Rehabilitación Pediátrica-piscina	
	Project address:	Av. de Córdoba, s/n, Usera, 28041	Spain
	Remarks:	no comment	

- Mobile axle load

Note: Any mobile load is considered

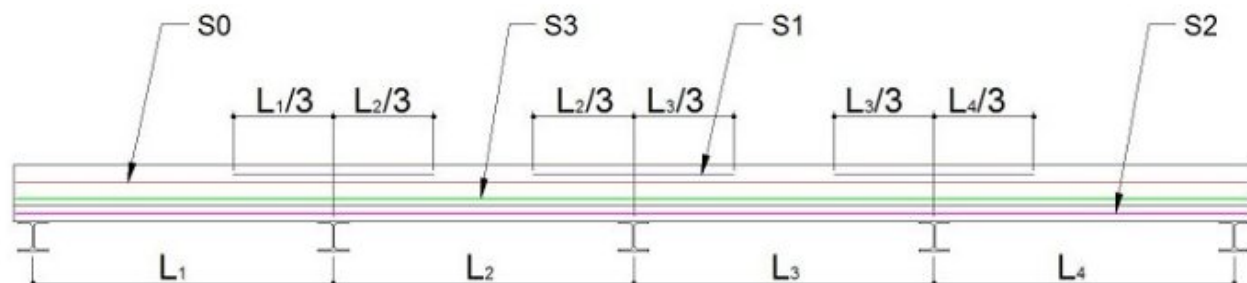
h. Partial safety factor

Material			Actions		
Steel sheet	γ_M	1	Perm. load	γ_0	1.35
Rebars	γ_{sb}	1.15	Live load	γ_q	1.5
Concrete	γ_c	1.5			
Shearing	γ_{vs}	1.25			

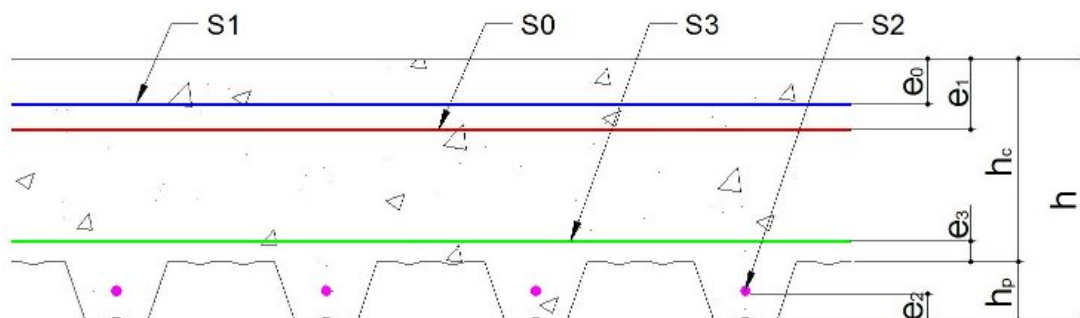
	Forjados ampliación zona pediátrica		EC4
	Project name:	Rehabilitación Pediátrica-piscina	
	Project address:	Av. de Córdoba, s/n, Usera, 28041	Spain
	Remarks:	no comment	

2. Longitudinal section and cross-section

Longitudinal section



Cross section



Profile: cofraplus60 / 1mm / noperce

L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	L5 (m)
2.65	2.65	2.65	2.65	0

Anti-cracking mesh	S ₀	15x15D8
Reinforcement on support	S ₁	
Reinforcement in the rib	S ₂	12 in each rib
Repartition mesh	S ₃	

Slab depth	h_t	150	mm
Profile height	h_p	58	mm
Cover anti-cracking mesh	e_0	35	mm
Cover reinforcement on support	e_1		mm
Cover reinforcement in the rib	e_2	35	mm
Cover repartition mesh	e_3	10	mm

Date 06/03/2025	Username: GMR	Page 6 / 7
	Company: GMR ARQUITECTURA	

	Forjados ampliación zona pediátrica		EC4
	Project name:	Rehabilitación Pediátrica-piscina	
	Project address:	Av. de Córdoba, s/n, Usera, 28041	Spain
	Remarks:	no comment	


3. Details EN

IMPLEMENTATION OF THE COMPOSITE DECK: Supports, props, fasteners, openings, etc. ... shall comply with the rules of Art, the guidance in "Prescription of technical requirements - CPT" and in various documents of ArcelorMittal Construction

CONCRETE: The implementation of concrete by pump is recommended. Otherwise, the concrete must be poured on the bearing elements without excessive accumulation, and immediately leveled to the depth planned.

Consumption of concrete	115	Litres/m²
Total weight of the slab	298.87	kg/m²
Overall mesh	0	kg/m²
Reinforcement on support	0	kg/m²
Repartition mesh	0	kg/m²
Reinforcement in the rib	4.29	kg/m²

Note: The quantity above are given for information, more accurate values can be calculated taking into account real conditions of the implementation on site.

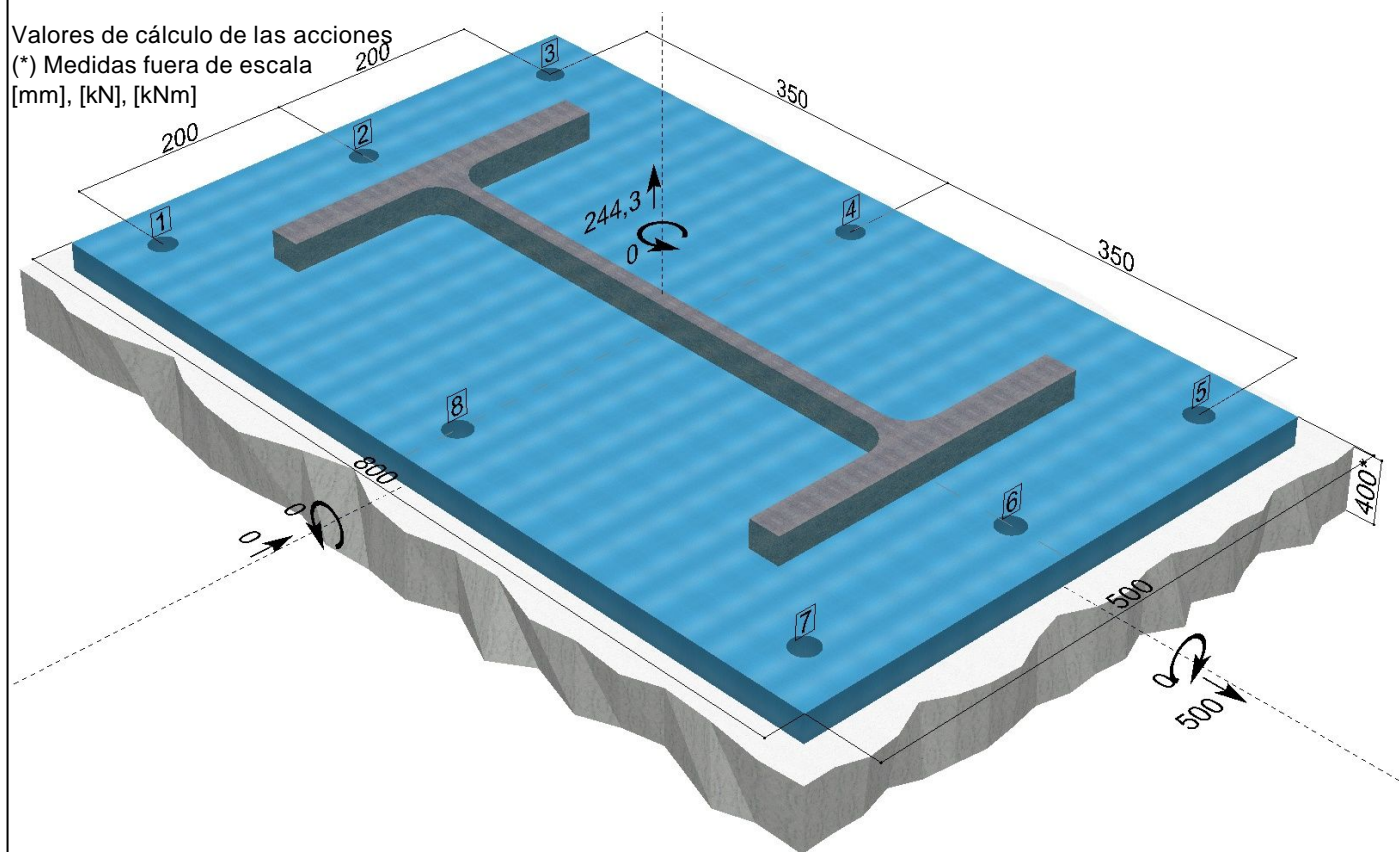
Remitente		fischer  SISTEMAS DE FIJACIÓN
Calle		
Código postal /		COMPUFIX 8.4
Tel. / Fax.		8.4.4840.25953/77/6275
Proyecto	Forjados ampliación zona pediátrica Hospital 12 de Octubre	Página Nº 1 de la impresión
Aplicación	perfiles HEB-550 en estructura de planta primera.	Fecha: 06/03/2025
Nota		

fischer COMPUFIX: Cálculo según Guía DITE, Anexo C

Tipo de carga:	Carga estática
Anclaje:	Anclaje químico fischer FHB II-A L M24x210/50 (Art. Nr. 506920) en acero cincado pasivado + Ampolla química (no para montaje a través): FHB II-P 24x210 (Art Nº 507926), o bien. FHB II-PF 24x210 (Art.Nr. 508004), o alternativamente resina de inyección FIS HB 345 S (Art. Nº 33211) o bien, resina FIS HB 150 C (Art. Nº 77529)
Base de anclaje:	Hormigón comprimido, con armadura normal Categoría de resistencia a la compresión del hormigón: C 30/37
Armadura principal:	Sin influencia
Flexión del anclaje:	No se ha considerado en el cálculo
Pletina de anclaje:	Cálculo no disponible

Medidas/cargas:


Valores de cálculo de las acciones
(*) Medidas fuera de escala
[mm], [kN], [kNm]



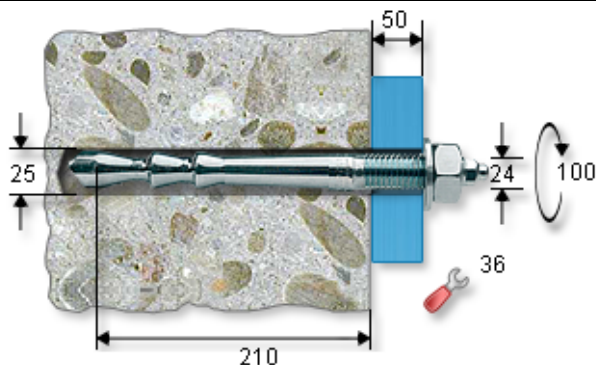
Tracción centrada	Aprovechamiento	Cortante	Aprovechamiento	Combinación tracción / cortante	Aprovechamiento
Rotura acero:	33,3 %	Rotura acero:	61,6 %		91,1 %
Rotura concéntrica del hormigón:	56,8 %	Rotura hormigón por efecto palanca:	58,1 %		

Resultado: La comprobación del anclaje ha sido satisfactoria


NOTE: La impresión total es decisiva para el cálculo.

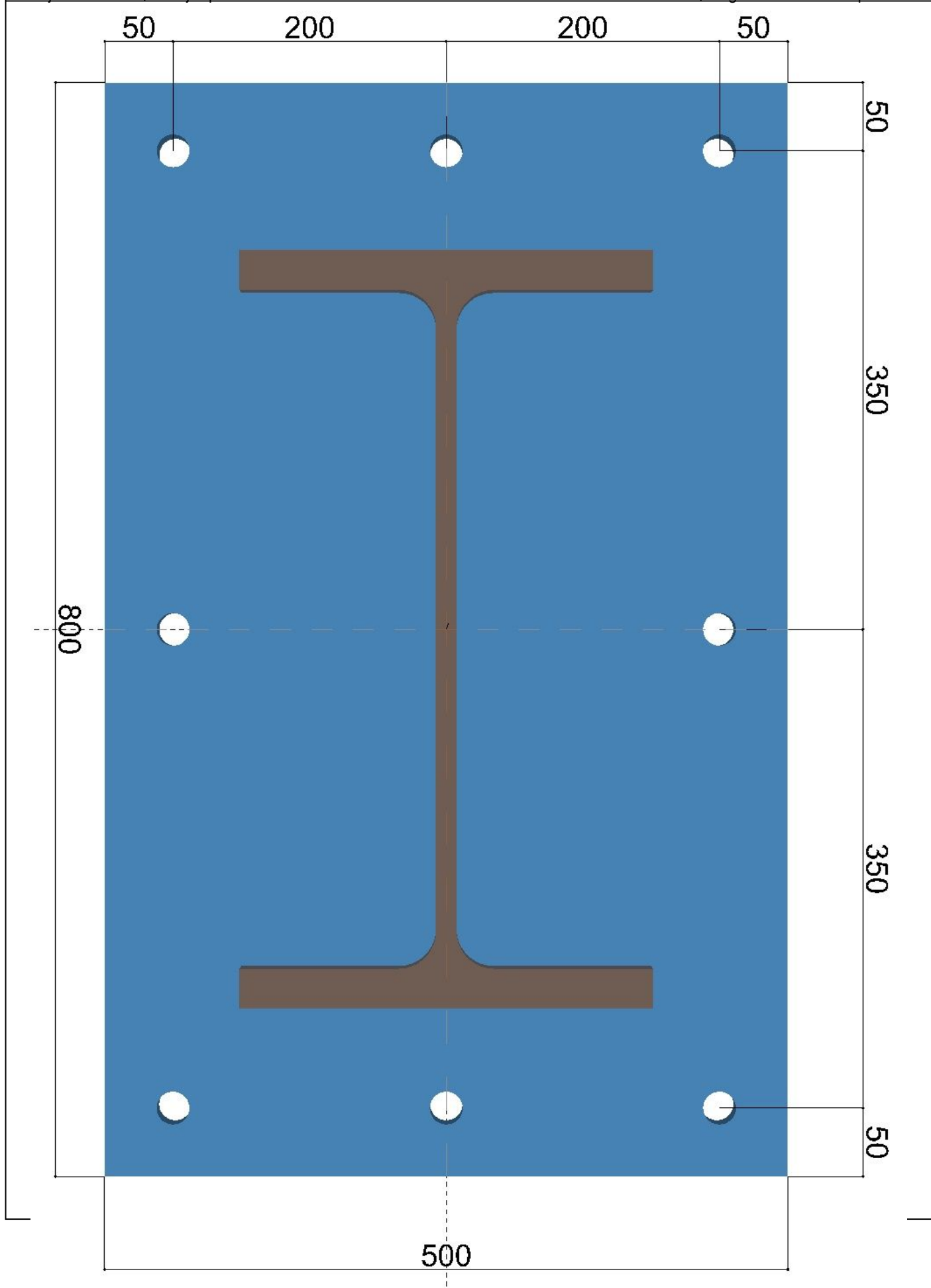
Remitente		fischer 
Proyecto	Forjados ampliación zona pediátrica Hospital 12 de Octubre	SISTEMAS DE FIJACION
Aplicación	perfiles HEB-550 en estructura de planta primera.	
Anclaje	Anclaje químico fischer FHB II-A L M24x210/50	Página N° 2 de la impresión


Datos de montaje



Espesor del objeto a fijar t_{fix}	[mm]	50
Rosca métrica M	[mm]	24
Par de apriete M_D	[Nm]	100
Ancho de llave	[mm]	36
Taladro a través del objeto a fijar d_f	[mm]	26
Profundidad de anclaje h_{ef}	[mm]	210
Diámetro del taladro d_0	[mm]	25
Profundidad de taladro t	[mm]	235

Remitente		fischer 
Proyecto	Forjados ampliación zona pediátrica Hospital 12 de Octubre	SISTEMAS DE FIJACIÓN
Aplicación	perfiles HEB-550 en estructura de planta primera.	
Anclaje	Anclaje químico fischer FHB II-A L M24x210/50	Página Nº 3 de la impresión



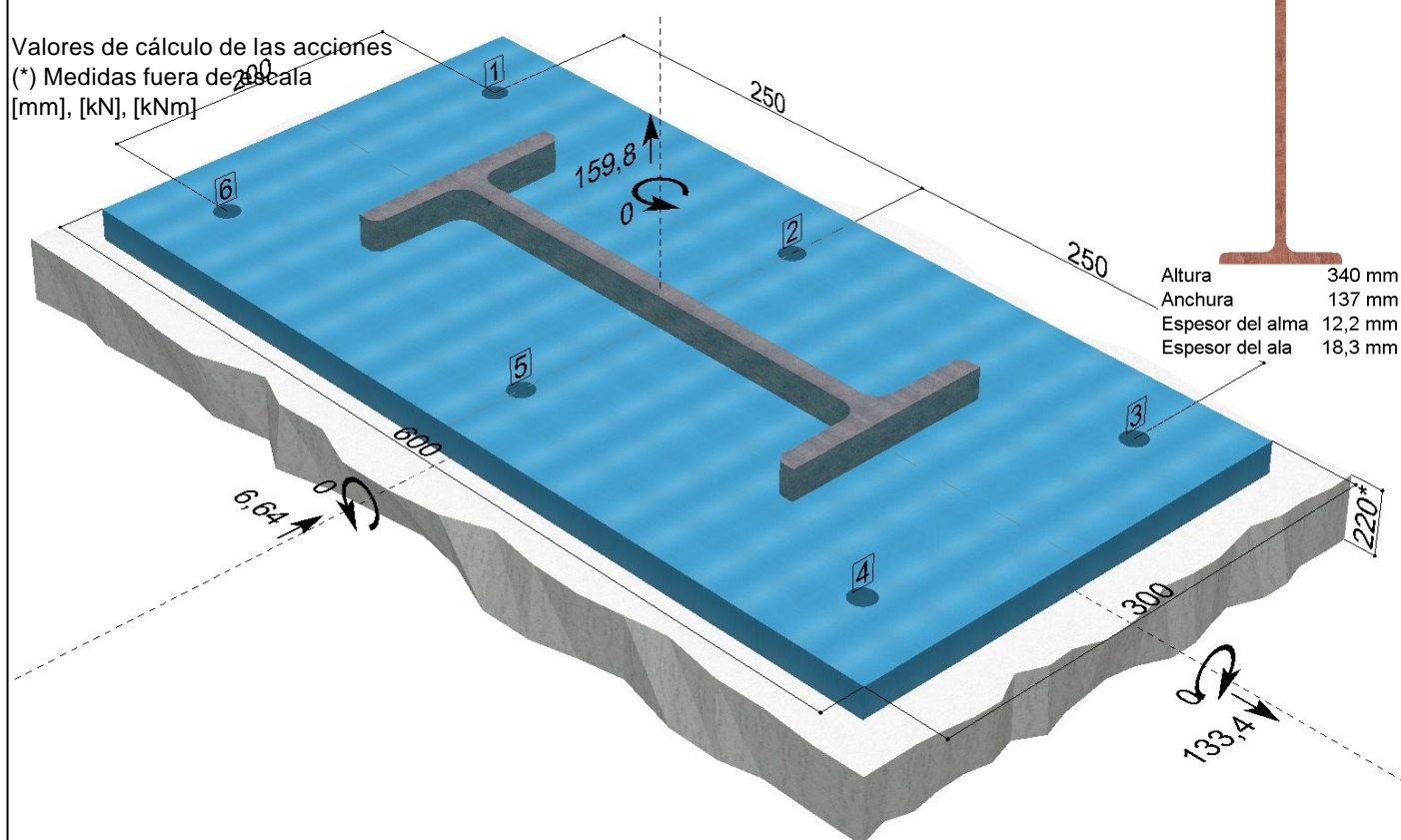
Remitente		fischer 
Calle		SISTEMAS DE FIJACION
Código postal /		COMPUFIX 8.4
Tel. / Fax.		8.4.4840.25953/78/6275
Proyecto	Forjados ampliación zona pediátrica Hospital 12 de Octubre	Página Nº 1 de la impresión
Aplicación	perfiles IPN-340 en estructura de planta primera.	Fecha: 06/03/2025
Nota		

fischer COMPUFIX: Cálculo según Guía DITE, Anexo C

Tipo de carga:	Carga estática
Anclaje:	Anclaje químico fischer FHB II-A L M16x145/30 (Art. Nr. 506911) en acero cincado pasivado + Ampolla química (no para montaje a través): FHB II-P 16x145 (Art Nº 507924), o bien. FHB II-PF 16x145 (Art.Nr. 508002), o alternativamente resina de inyección FIS HB 345 S (Art. Nº 33211) o bien, resina FIS HB 150 C (Art. Nº 77529)
Base de anclaje:	Hormigón comprimido, con armadura normal Categoría de resistencia a la compresión del hormigón: C 30/37
Armadura principal:	Sin influencia
Flexión del anclaje:	No se ha considerado en el cálculo
Pletina de anclaje:	Espesor mínimo de la pletina: 24 mm, Calidad del acero de la pletina: S235 (St37) Tipo de perfil: Perfil en I, Denominación perfil: I 340

Medidas/cargas:


Valores de cálculo de las acciones
(*) Medidas fuera de escala
[mm], [kN], [kNm]



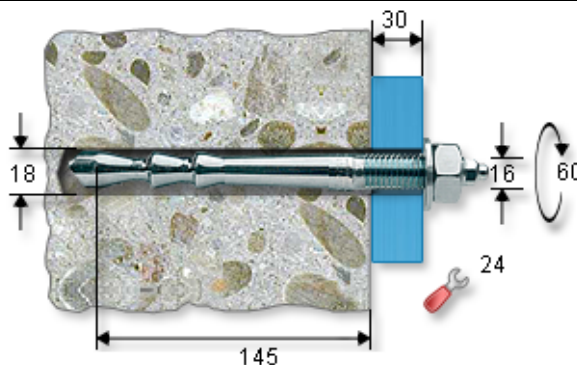
Tracción centrada	Aprovechamiento	Cortante	Aprovechamiento	Combinación tracción / cortante	Aprovechamiento
Rotura acero:	41,4 %	Rotura acero:	49,4 %		95,0 %
Rotura concéntrica del hormigón:	71,4 %	Rotura hormigón por efecto palanca:	29,8 %		

Resultado: La comprobación del anclaje ha sido satisfactoria


NOTE: La impresión total es decisiva para el cálculo.

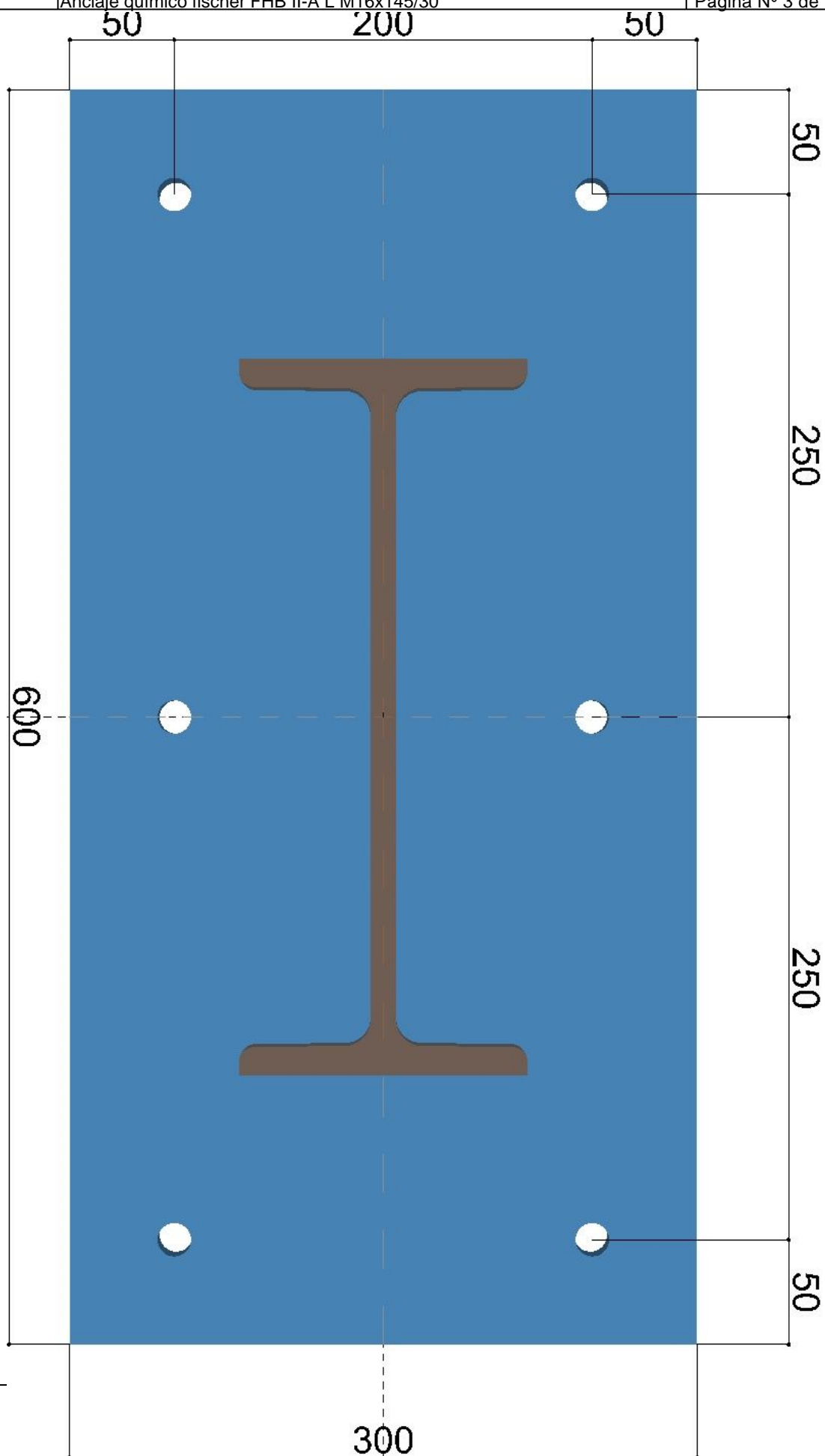
Remitente		fischer 
Proyecto	Forjados ampliación zona pediátrica Hospital 12 de Octubre	SISTEMAS DE FIJACION
Aplicación	perfiles IPN-340 en estructura de planta primera.	
Anclaje	Anclaje químico fischer FHB II-A L M16x145/30	Página N° 2 de la impresión

Datos de montaje



Espesor del objeto a fijar t_{fix}	[mm]	30
Rosca métrica M	[mm]	16
Par de apriete M_D	[Nm]	60
Ancho de llave	[mm]	24
Taladro a través del objeto a fijar d_f (Montaje a través)	[mm]	20
Taladro a través del objeto a fijar d_f (Montaje rasante)	[mm]	18
Profundidad de anclaje h_{ef}	[mm]	145
Diámetro del taladro d_0	[mm]	18
Profundidad de taladro t	[mm]	160

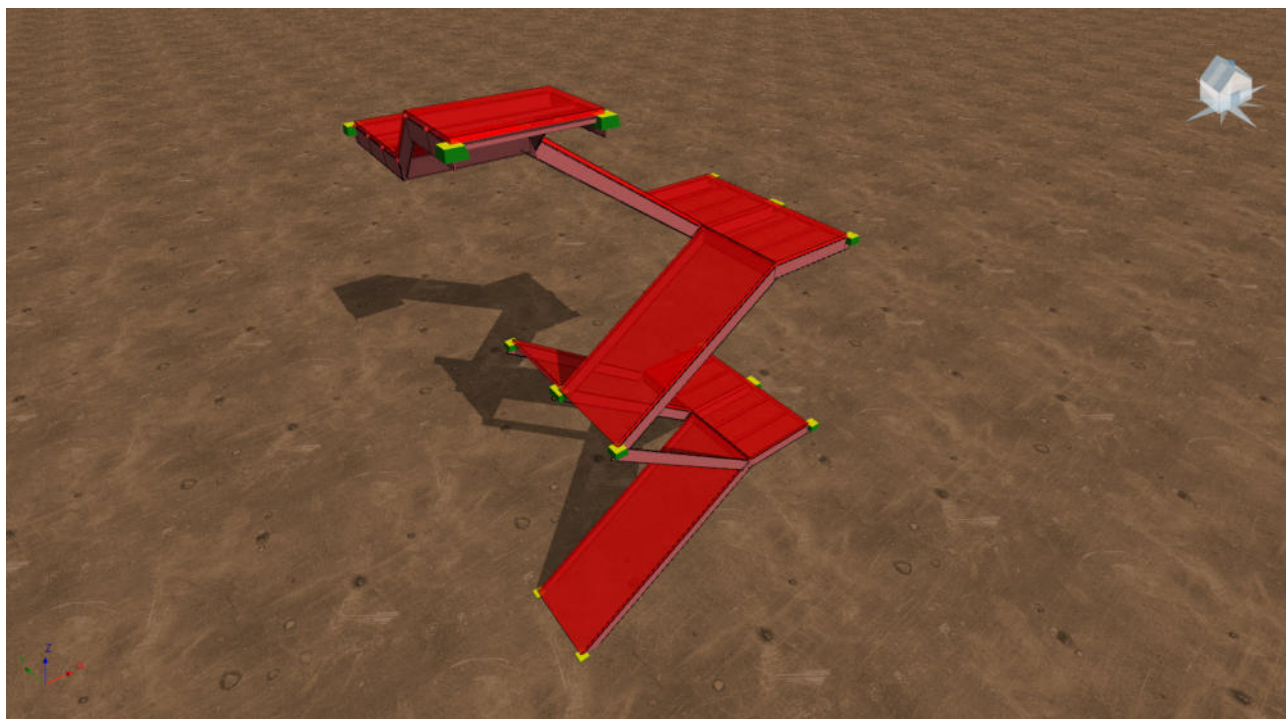
Remitente		fischer 
Proyecto	Forjados ampliación zona pediátrica Hospital 12 de Octubre	SISTEMAS DE FIJACION
Aplicación	perfiles IPN-340 en estructura de planta primera.	Página N° 3 de la impresión
Anclaje	Anclaje químico fischer FHB II-A L M16x145/30	



EXPEDIENTE Y AUTOR DEL ENCARGO

Referencia	Descripción	Fecha	Dirección Localidad	Proyectado por
RP - 12 Octubre - Rehabilitación Pediátrica-piscina		16/03/2025		Rafael F. Pérez Pérez

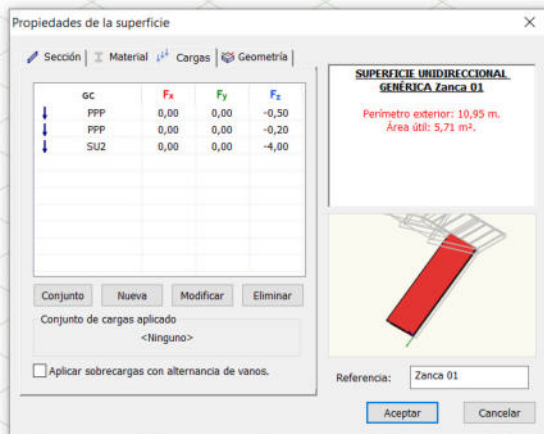
MEMORIA DE CÁLCULO DE ESTRUCTURA DE ESCALERA EN ZONA DE REHABILITACIÓN PEDIÁTRICA HOSPITAL 12 DE OCTUBRE



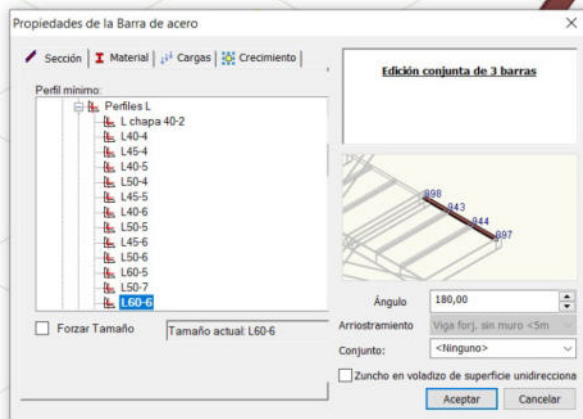
Vista general de la escalera



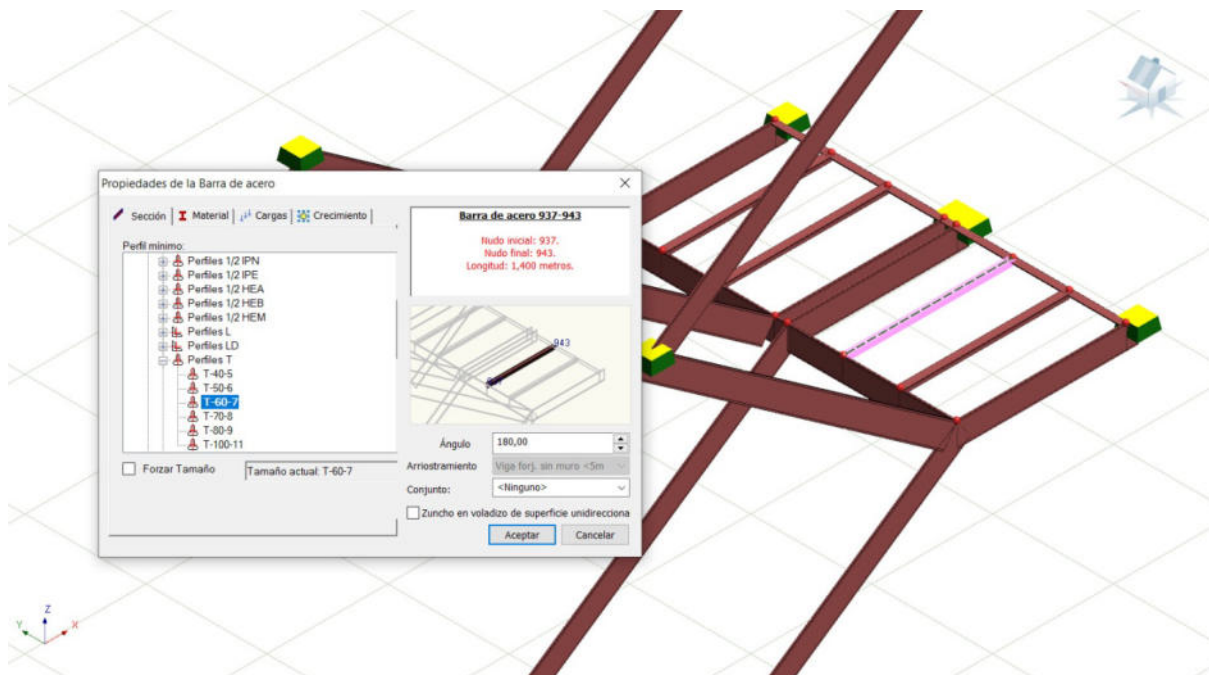
Otra vista general



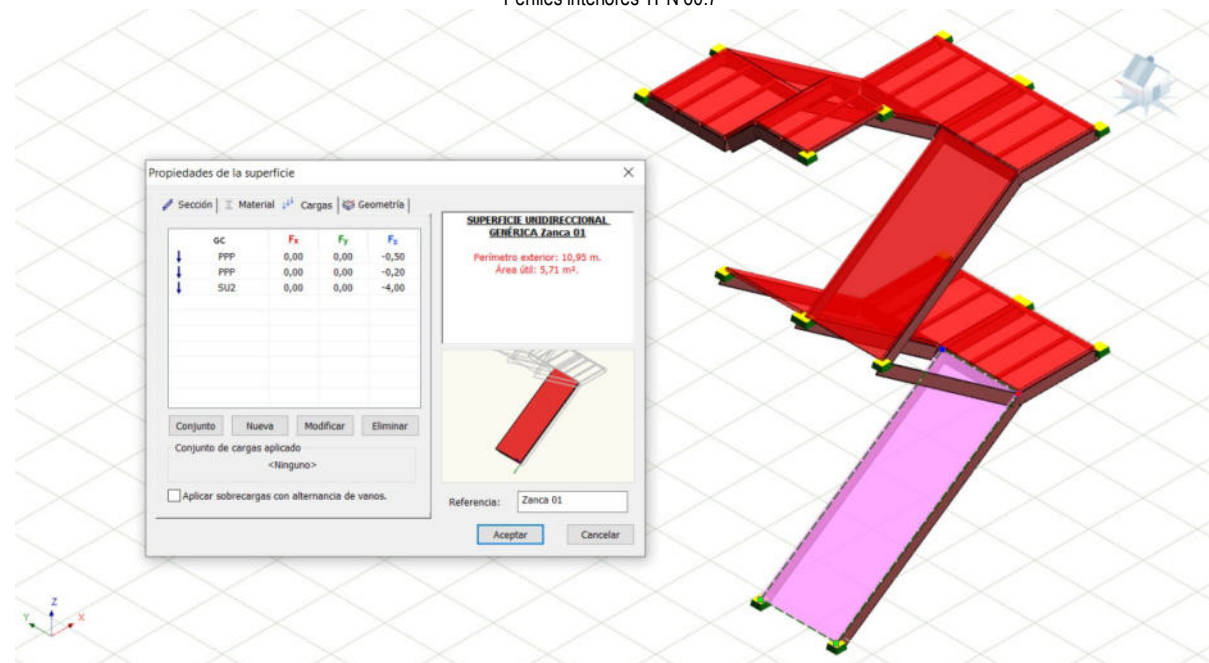
Cargas aplicadas a los tramos y mesetas



Perfiles perimetrales LPN 60.6



Perfiles interiores TPN 60.7



Resultado del cálculo

La escalera calculada está dentro de la zona de Rehabilitación pediátrica del Hospital 12 de Octubre que se está remodelando y conecta la planta semisótano con la planta primera.

Los apoyos de la primera zanca se realizan sobre la losa existente de hormigón y el resto se hacen sobre los muros, forjados de hormigón armado y sobre perfiles metálicos nuevos que conforman la estructura de forjado de la planta primera.

La estructura principal se compone de pletinas #200.12 mm dispuestas como zancas y mesetas, sobre las que se colocan piezas de chapa lagrimada, resistente, que sirven a su vez como base de apoyo al material de solado.

Para soportar los rellanos se disponen perimetralmente perfiles LPN 60.6 e interiormente perfiles TPN 60.7.

Las cargas previstas en el cálculo son:

Sobrecarga de uso 4 kN/m2.
 Peso propio del solado 0,5 kN/m2.
 Peso propio de la chapa lagrimada 0,2 kN/m2.
 Toda la estructura llevará proyectado o pintura contra fuego para 90'.

Anexo de Cálculo

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Estructura vertical

La estructura se apoya y ancla en losas, muros de hormigón armado y perfiles metálicos existentes.

Estructura horizontal

La estructura horizontal está compuesta de un entramado de vigas metálicas .

Cimentación

No procede, la estructura está sustentada sobre apoyos.

NORMATIVA APLICADA

- **Normativa aplicable a edificación en general:**
 - *Código Técnico de la Edificación (CTE)*. Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo. Texto modificado por RD 1371/2007, de 19 de octubre (BOE 23/10/2007) y corrección de errores (BOE 25/01/2008). Se consideran de aplicación los siguientes documentos básicos:
 - **CTE-DB-SE: Seguridad estructural**
 - **CTE-DB-SE-AE: Acciones en la edificación**
- **Normativa aplicable a elementos constructivos de acero:**
 - *Código Técnico de la Edificación - Documento Básico SE-A de Estructuras de acero (CTE-DB-SE-A)*.
 - *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios*. UNE-ENV 1993-1-1:2008.
 - *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras*. UNE-EN 10025:2006.
 - *Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado y de grano fino*. UNE-EN 10210:2007.
 - *Perfiles huecos para construcción soldados, conformados en frío de acero no aleado y de grano fino*. UNE-EN 10219:2007.

BASES DE CÁLCULO

Cumplimiento de las exigencia básicas de seguridad estructural

Resistencia y estabilidad (SE 1). Estados Límite Últimos

De acuerdo con el Art.10.1 de CTE-DB-SE, «la resistencia y la estabilidad serán las adecuadas para que no se generen riesgos indebidos, de forma que se mantenga la resistencia y la estabilidad frente a las acciones e influencias previsibles durante las fases de construcción y usos previstos de los edificios, y que un evento extraordinario no produzca consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original y se facilite el mantenimiento previsto». En este sentido, la estructura proyectada se diseña de manera que su capacidad portante resulta suficiente para afrontar las solicitaciones que se detallan en el apartado 3.3. de la presente memoria, verificándose el cumplimiento de las distintas comprobaciones relativas a Estados Límite Últimos, que son aquellos que hacen referencia al colapso o fallo de la estructura:

- **Elementos constructivos de acero:** capacidad portante de las secciones según CTE-DB-SE-A Cap.6.

Aptitud al servicio (SE 2). Estados Límite de Servicio

Esta exigencia, especificada en el Art. 10.2 del CTE-DB-SE, indica que«la aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles, se limite a un nivel aceptable la probabilidad de un comportamiento dinámico inadmisibles y no se produzcan degradaciones o anomalías inadmisibles».

Estado Límite de Deformación

De acuerdo con el Apdo. 4.3.3 del CTE-DB-SE, se establecen unas limitaciones generales para las deformaciones máximas verticales y horizontales:

VALORES DE LAS DEFORMACIONES LÍMITE (CTE-DB-SE 4.3.3)			
	Caso	Flecha admisible	Hipótesis E.L.S
<i>Deformación vertical</i>	Pisos y cubiertas con tabiques frágiles o pavimentos rígidos sin juntas	$L/500$	Cualquiera
	Pisos y cubiertas con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas	$L/400$	Cualquiera
	Resto de casos	$L/300$	Cualquiera
<i>Deformación horizontal</i>	Desplome relativo de pilares cuando se considere la integridad de los elementos constructivos	$H_{planta}/250$	Cualquiera
	Desplome total de pilares cuando se considere la integridad de los elementos constructivos	$H_{edificio}/500$	Cualquiera
	Desplome relativo de pilares cuando se considere la apariencia de la obra	$H_{planta}/250$	Cuasipermanente

En la estructura proyectada, se asegura el cumplimiento de los requisitos anteriores imponiendo unas deformaciones máximas en aquellos elementos constructivos que lo precisen

Combinación de acciones

Obtención de las hipótesis de cálculo

La generación de las hipótesis y combinaciones de acciones para comprobaciones se realiza siguiendo las indicaciones de los Art. 4.2.2 y Art. 4.3.2 del DB-SE.

Cada fenómeno que provoca un esfuerzo en la estructura, de forma directa o indirecta, se conoce como *acción* o *grupo de cargas*; estos fenómenos se cuantifican en unas cargas puntuales o repartidas por las barras o superficies de la estructura, que toman unos *valores característicos* preestablecidos por CTE-SE-DB-AE, o bien a criterio del proyectista, siempre y cuando no se contradiga dicha norma. Los valores de las acciones consideradas en el cálculo de la estructura aparecen en el apartado 3.3 del presente documento.

Un *efecto* es la suma de varios grupos de carga, que se supone actúan simultáneamente. El valor del efecto se obtiene al sumar todos los grupos de carga considerados en una hipótesis de cálculo, y aplicarles, a cada uno de ellos, los siguientes coeficientes:

- *Coeficiente de seguridad (γ)*: Este coeficiente mayor (en E.L.U) las acciones desfavorables y minora las favorables y su objetivo es dar un cierto margen de seguridad. El valor del coeficiente de seguridad depende del material del elemento constructivo verificado, y del tipo de comprobación realizada (E.L.U. o E.L.S.); se especifica en el apartado 3.2.2 del presente documento.
- *Coeficiente de simultaneidad (ψ)*: Este coeficiente mide la probabilidad de actuación simultánea de los grupos de carga de carácter variable, y tiene tres valores posibles: *de combinación* (ψ_0), *frecuente* (ψ_1) y *casi permanente* (ψ_2). Cuando no se aplica este coeficiente, se entiende que la acción está en *valor de cálculo*. Los valores del coeficiente de simultaneidad dependen de la naturaleza de la carga y se especifica en el apartado 3.2.3. del presente documento.

Cuando se verifica la capacidad portante de la estructura (Estados Límite Últimos), el valor de cálculo de los efectos de las acciones debidas a una situación permanente o transitoria se obtiene de la siguiente expresión:

Cuando la situación de diseño es extraordinaria (actúan cargas de naturaleza accidental distintas del sismo), la expresión a utilizar es:

Y por último cuando la situación es extraordinaria por actuación del grupo de cargas sísmico, el valor de los efectos se obtiene de la siguiente expresión: