

# DOCUMENTO DE VERIFICACIÓN Y CUMPLIMIENTO DE LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS CONTENIDAS EN EL CÓDIGO ESTRUCTURAL

## Contenido

Documentos para incluir en la memoria del proyecto .....	3
Estructuras de Acero .....	4
Características generales .....	4
Ámbito de aplicación .....	4
Descripción general del edificio .....	4
Datos generales de proyecto .....	5
Hipótesis de trabajo .....	5
Gestión de la fiabilidad (Código Estructural Anejo 18, Apartado.2) .....	5
Vida útil de la estructura (Código Estructural Anejo 18, Apartado.2.3).....	6
Situaciones de proyecto (Código Estructural Anejo 18, Apartado.3.2):.....	6
Acciones. Valores característicos considerados (según documento CTE SE-AE) .....	6
Características de los materiales, durabilidad y sistemas de protección .....	7
Materiales .....	7
Acero en chapas y perfiles .....	7
Acero para medios de unión .....	8
Durabilidad .....	9
Sistemas de protección .....	10
Tipos de protección.....	10
Grado de durabilidad del sistema de pintura .....	10
Análisis estructural.....	11
Bases de cálculo .....	11
Criterios de verificación .....	11
Modelado y Análisis .....	13
Estados Límite Último .....	15
Estados Límite Servicio .....	16
Geometría .....	16
Análisis Estructural .....	16
Análisis global de la estructura .....	16
Estabilidad lateral global .....	17
Imperfecciones iniciales (Apartado 5.3 Anejo 22, CE) .....	18
Estados Límite Últimos .....	20
Estados Límite de Servicio .....	20
Clases de Ejecución – Gestión de la Calidad de Ejecución .....	21
Estructuras de Hormigón .....	23
Descripción general del edificio y de los forjados y elementos estructurales de hormigón: .....	23
Datos generales de proyecto .....	24

<b>Gestión de la fiabilidad (Código Estructural Anejo 18, Apartado.2)</b> .....	<b>24</b>
<b>Vida útil de la estructura:</b> .....	<b>24</b>
<b>Situaciones de proyecto</b> .....	<b>25</b>
<b>Acciones. Valores característicos considerados (según documento SE-AE)</b> .....	<b>25</b>
<b>Características de los materiales</b> .....	<b>25</b>
<b>Características de los materiales. Hormigón</b> .....	<b>25</b>
<b>Características de los materiales. Acero para armar</b> .....	<b>26</b>
<b>Coefficientes parciales de seguridad para los materiales</b> .....	<b>26</b>
<b>Coefficientes parciales de seguridad para las acciones</b> .....	<b>26</b>
<b>Análisis Estructural</b> .....	<b>26</b>
<b>Estructura</b> .....	<b>26</b>
<b>Programa de cálculo</b> .....	<b>26</b>
<b>Elementos considerados en el análisis</b> .....	<b>27</b>
<b>Secciones</b> .....	<b>27</b>
<b>Imperfecciones geométricas</b> .....	<b>28</b>
<b>Diagrama tensión-deformación del hormigón</b> .....	<b>28</b>
<b>Diagrama tensión- deformación del acero para armar</b> .....	<b>28</b>
<b>Análisis Estructural</b> .....	<b>28</b>
<b>Estados Límite Último (ELU) y Estados Límite de Servicio (ELS)</b> .....	<b>30</b>
<b>Estados Límite Últimos (ELU)</b> .....	<b>30</b>
<b>Estados Límite de Servicio (ELS)</b> .....	<b>31</b>
<b>Anejo de cálculo. Estructuras de Hormigón Armado</b> .....	<b>32</b>
<b>VIGA XX - SECCION CENTRAL</b> .....	<b>32</b>
<b>Armadura mínima y máxima</b> .....	<b>32</b>
<b>Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales</b> .....	<b>33</b>
<b>Estado límite de agotamiento frente a cortante</b> .....	<b>35</b>
<b>Control de la fisuración</b> .....	<b>36</b>
<b>Control de deformaciones</b> .....	<b>38</b>
<b>PILAR XX - TRAMO XX</b> .....	<b>39</b>
<b>Armadura mínima y máxima</b> .....	<b>39</b>
<b>Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales</b> .....	<b>39</b>
<b>Comprobación del estado límite de inestabilidad</b> .....	<b>40</b>
<b>Estado límite de agotamiento frente a cortante</b> .....	<b>42</b>
<b>ZAPATA XX</b> .....	<b>44</b>
<b>Esfuerzos en el plano de apoyo de la zapata</b> .....	<b>45</b>
<b>Comprobaciones de estabilidad</b>	
<b>Distribución de tensiones transmitidas al terreno</b> .....	<b>46</b>
<b>Cálculo a flexión</b> .....	<b>47</b>
<b>Comprobación a cortante</b> .....	<b>47</b>
<b>Comprobación a punzonamiento</b> .....	<b>48</b>

## Código Estructural

# Documentos para incluir en la memoria del proyecto

En los documentos que constituyen este trabajo se pretende facilitar la redacción de los proyectos realizados por los colegiados españoles en alguno de los Colegios Oficiales de Ingenieros Agrónomos, para garantizar el cumplimiento del Código Estructural.

El propio Código indica en su apartado 4.2.2 Condiciones técnicas del proyecto:

*“El proyecto deberá describir la estructura, justificando la solución adoptada y definiendo las exigencias técnicas de las obras de ejecución con el detalle suficiente para que puedan valorarse e interpretarse inequívocamente durante su ejecución.*

*En particular, el proyecto definirá las obras proyectadas con el detalle adecuado, de modo que pueda comprobarse explícitamente que las soluciones adoptadas cumplen las exigencias de este Código y del resto de la reglamentación técnica que le fuera aplicable.”*

Así pues, se han redactado dos apartados relativos a estructuras de hormigón y estructuras de acero que sirven de justificación a las soluciones constructivas adoptadas para cumplir con las exigencias básicas en materia de seguridad estructural según el Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural.

En ambos casos se ha adoptado un sistema de fichas, en los que aparecen redactados los aspectos más relevantes y se referencian los apartados del articulado del CE y sus correspondientes anejos.

En estas fichas se pueden marcar los casilleros de las comprobaciones o selecciones que se correspondan con el proyecto, de forma que nada de lo que exige el Código Estructural quede sin reflejarse en la memoria.

Para ayudar en la cumplimentación de las fichas se ha incorporado con letras azules un ejemplo de un caso típico o común de proyecto, que deberá cambiarse o modificarse en función del proyecto real que se está redactando.

Estas fichas abarcan los aspectos estructurales requeridos por el CE, pero no otros aspectos constructivos que están regulados por el Código Técnico de la Edificación, aunque en algún caso se hace referencia al CTE, cuando así lo hace también el Código Estructural (fundamentalmente en lo relativo a las acciones en la edificación).

No se ha contemplado la posibilidad de estructuras mixtas, que recoge el CE, por ser poco habituales en la edificación agraria y agroindustrial.

Además de las fichas para estructuras de acero y estructuras de hormigón armado, se ha preparado también otra ficha para los anejos de cálculo de estructuras de hormigón. Normalmente los cálculos estructurales se realizan con programas informáticos que generan estos anejos de cálculo. Pero en los edificios agrarios y/o agroindustriales es frecuente que existan algunos elementos de hormigón aislados cuyo cálculo puede hacerse manualmente. En este caso puede ser de ayuda el documento de anejo con un ejemplo en letra azul, de los principales elementos estructurales de hormigón armado (pilar, viga, zapata) para garantizar el cumplimiento de CE en todos sus aspectos.

## Código Estructural Estructuras de Acero

El presente apartado sirve de justificación a las soluciones constructivas adoptadas para cumplir con las exigencias básicas en materia de seguridad estructural para las estructuras de acero, establecidas en el Real Decreto 470/2021, de 29 de junio por el que se aprueba el Código Estructural (CE).

En el CE se establecen unos requisitos según los que una estructura debe proyectarse y calcularse para tener una resistencia estructural, una aptitud al servicio y una durabilidad, adecuadas.

		Procede	No Procede
Verificación de la seguridad estructural en estructuras de acero.	Elementos de acero estructural.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	Estructura de acero.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

### Características generales

#### Ámbito de aplicación

<b>CE- TITULO 3 ESTRUCTURAS DE ACERO</b>	
<input checked="" type="checkbox"/>	Obra de nueva construcción con estructura y elementos estructurales de acero, refiriéndose únicamente a la seguridad en condiciones adecuadas de utilización, incluidos los aspectos relativos a la durabilidad.
<input type="checkbox"/>	Intervención (reformas) o deconstrucción de estructuras existentes

#### Descripción general del edificio

Edificio agroindustrial de planta rectangular, de 1200 m<sup>2</sup> de superficie, con unas dimensiones de 20 m de ancho y 60 m de fondo situado en la localidad de Navalcarnero (Madrid). La agroindustria presenta una zona administrativa (recepción, oficinas, laboratorio y aseos), en dos plantas, con una superficie total de 10x 60 m<sup>2</sup> por planta.

La estructura del edificio está formada por pórticos rígidos realizados íntegramente con perfiles de acero, y dispuestos con una modulación de 5 m. Los pilares son del tipo HEB (UNE 36524) con una altura al alero de 6 m. que se encuentran empotrados en la base. La cubierta, simétrica a dos aguas, está formada por dinteles tipo IPE (UNE 36526), con una altura a cumbre de 8 m, sobre los que se apoyan las correas, que sirven a su vez para la colocación de un panel de cerramiento de cubierta.

Para las correas de cubierta se emplean perfiles de acero conformado en frío tipo Z (UNE 10162), mientras que para el cerramiento se emplea un panel sándwich de 30 mm de espesor formado por dos chapas de acero galvanizado de 0,5 mm de espesor cada una y un núcleo de espuma rígida de poliuretano (PUR).

La nave se arriostra para resistir las cargas laterales de viento, mediante la colocación de cruces de San Andrés, tanto en los pórticos laterales del edificio como en la cubierta. Las cruces están formadas por perfiles redondos de acero laminado. Asimismo, todos los pórticos se encuentran unidos mediante vigas de atado que se colocan en la cabeza de los pilares. El mismo perfil se empleará en los elementos necesarios para completar los recuadros de arriostramiento.

Para el cerramiento de las fachadas se empleará un panel sándwich de 35 mm de espesor y características similares al cerramiento de cubierta, colocado sobre correas laterales de perfil conformado en frío tipo C (UNE 10162), desde el alero hasta un murete perimetral de 1 m de altura.

Para la entreplanta se empleará una placa alveolar de hormigón prefabricado de 20 cm de espesor. Sobre ella se dispondrá una capa de compresión de hormigón de 3 cm y un solado de cerámico.

## Datos generales de proyecto

### Hipótesis de trabajo

Declaración de conformidad para la aplicación del Anejo 22 del Código Estructural:

Se cumplen las siguientes condiciones para dar validez a los cálculos definidos en el Anejo 22 del Código Estructural:

- La elección del sistema estructural y del procedimiento de cálculo de la estructura se ha realizado por personal debidamente cualificado y con experiencia.
- La ejecución se llevará a cabo por personal con las capacidades y experiencia adecuadas;
- Se asegura una supervisión y un control de calidad adecuados durante el proyecto y la ejecución de la obra, es decir, en las oficinas de proyecto, en la fábrica, en las plantas y en la obra
- Los materiales y productos de construcción se utilizan según se especifica en el Código Estructural
- La estructura se mantendrá de forma adecuada
- La estructura se utilizará de acuerdo con las hipótesis de proyecto.

### Gestión de la fiabilidad (Código Estructural Anejo 18, Apartado.2)

Clase de consecuencia	Descripción	Ejemplos de obras
<input type="checkbox"/> CC3	Consecuencias graves de pérdida de vidas humanas, o consecuencias económicas, sociales o medioambientales muy importantes	Graderíos, edificios públicos en los que las consecuencias del fallo son graves (ejemplo, una sala de conciertos)
<input type="checkbox"/> CC2	Consecuencias medias de pérdida de vidas humanas, o consecuencias económicas, sociales o medioambientales considerables	Edificios residenciales y administrativos, edificios públicos en los que las consecuencias de fallo son medias (ejemplo, oficinas)
<input checked="" type="checkbox"/> CC1	Consecuencias bajas de pérdida de vidas humanas, o consecuencias económicas, sociales o medioambientales despreciables	Edificios agrícolas en los que normalmente no entre gente (ejemplo, almacenes) o invernaderos
Clase de fiabilidad	Factor multiplicador en el cálculo de acciones $K_{IF}$	
<input type="checkbox"/> RC3	1,1 (Aplicable solo a las acciones desfavorables. El resto tendría un valor 1,0)	
<input checked="" type="checkbox"/> RC2	1,0	
<input type="checkbox"/> RC1	0,9	

### Vida útil de la estructura (Código Estructural Anejo 18, Apartado.2.3)

Categoría de vida útil	Vida útil nominal (años)	Ejemplos de estructuras
1 (10 años)		Estructuras temporales
2 (10 a 25 años)		Partes reemplazables de la estructura, por ejemplo: vigas carril, aparatos de apoyo, etc.
3 (15 a 30 años)		Estructuras agrícolas y similares
4 (50 años)	50 años	Estructuras de edificación y otras estructuras comunes
5 (100 años)		Estructuras de edificios monumentales, puentes y otras estructuras de ingeniería civil

### Situaciones de proyecto (Código Estructural Anejo 18, Apartado.3.2):

<input checked="" type="checkbox"/>	Persistentes, que se refieren a las condiciones de uso normal
<input type="checkbox"/>	Transitorias, que se refieren a condiciones temporales aplicables a la estructura, por ejemplo, durante su ejecución o reparación
<input type="checkbox"/>	Accidentales, que se refieren a condiciones excepcionales aplicables a la estructura o a su exposición, por ejemplo, al fuego, impacto o las consecuencias de un fallo localizado
<input type="checkbox"/>	Sísmicas, que se refieren a las condiciones aplicables a la estructura cuando esté sometida a efectos sísmicos

### Acciones. Valores característicos considerados (según documento CTE SE-AE)

	Estructura principal	Entreplanta
<b>Peso propio de los elementos:</b>		
- Cubierta	0,096 kN/m <sup>2</sup>	
- Correas	78,25 kN/m <sup>3</sup>	
- Estructura	78,50 kN/m <sup>3</sup>	
- Peso propio de los forjados		3,5 kN/m <sup>2</sup>
- Resto de cargas permanentes (tabiquería, solados y falsos techos)		0,8 kN/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecargas</b>		
- Sobrecarga de uso	0,4 kN/m <sup>2</sup> (cubierta)	2 kN/m <sup>2</sup> (zona administrativa)
- Sobrecarga de nieve	0,56 kN/m <sup>2</sup>	No procede
- Sobrecarga de viento		No procede
o Zona eólica	A (q <sub>b</sub> = 0,42 kN/m <sup>2</sup> )	No procede
o Grado de aspereza	III (Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas)	No procede
- Acciones térmicas	No procede	No procede
- Acciones accidentales	No procede	No procede
- Acciones sísmicas	No procede	No procede
- Asientos/movimientos diferenciales	No procede	No procede

## Características de los materiales, durabilidad y sistemas de protección

### Materiales

#### Acero en chapas y perfiles

El acero empleado en las chapas y perfiles que conforman la estructura metálica deberá escogerse según alguna de las tipologías recogidas en el Artículo 83 del CE.

Para los aceros no aleados laminados en caliente las especificaciones correspondientes al límite elástico ( $f_y$ ) y resistencia a tracción ( $f_u$ ), ambas expresadas en  $N/mm^2$ , son las siguientes:

Designación	Espesor nominal $t$ (mm)				Norma UNE
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$		
	$f_y$ ( $N/mm^2$ )	$f_u$ ( $N/mm^2$ )	$f_y$ ( $N/mm^2$ )	$f_u$ ( $N/mm^2$ )	
S 235	235	360	215	360	UNE 10025-2: Productos laminados en caliente de aceros para estructuras (IPE, HEB, UPE, redondos, angulares L o LD...)
S 275	275	430	255	410	
S 355	355	490	335	470	
S 450	450	550	410	530	
S 235 H	235	360			UNE 10210-1. Perfiles huecos laminados en caliente:
S 275 H	275	430			
S 355 H	355	510			
S 235 H	235	360			UNE 10219-1. Perfiles huecos conformados en frío
S 275 H	275	430			
S 355 H	355	510			

Elementos que forman parte de la estructura principal	Tipo de acero	Norma UNE
<input checked="" type="checkbox"/> Pilares,	S 275	UNE 10025:2
<input checked="" type="checkbox"/> Dinteles.	S 275	UNE 10025:2
<input type="checkbox"/> Celosías / Cerchas		
<input checked="" type="checkbox"/> Vigas de atado	S 275 H	UNE 10210:1
<input checked="" type="checkbox"/> Sistemas de arriostramiento	S 275	UNE 10025:2
<input checked="" type="checkbox"/> Placas de anclaje, bases de columnas	S 275	UNE 10025:2
<input type="checkbox"/>		
<b>Elementos que forman parte de la estructura secundaria</b>		
<input checked="" type="checkbox"/> Correas para cerramientos de cubierta.	S235	UNE 10025:2
<input checked="" type="checkbox"/> Correas para cerramientos de fachada.	S235	UNE 10025:2
<input type="checkbox"/>		

## Acero para medios de unión

### Tornillos, tuercas y arandelas

El acero empleado en tornillos debe acogerse a alguna de las tipologías recogidas en el artículo 85.2 del CE, que se muestran en la siguiente tabla:

Tipo	Tornillos ordinarios			Tornillos de alta resistencia	
	Grado	4.6	5.6	6.8	8.8
Tensión de límite elástico $f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	640	900
Tensión de rotura $f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

### Bulones para bases y uniones articuladas

Estado	Temple y revenido						Normalizado			
	d ≤ 16		16 < d ≤ 40		40 < d ≤ 100		d ≤ 16		16 < d ≤ 100	
Diámetro d (mm)	$f_{yb}$	$f_{ub}$	$f_{yb}$	$f_{ub}$	$f_{yb}$	$f_{ub}$	$f_{yb}$	$f_{ub}$	$f_{yb}$	$f_{ub}$
<b>C 22</b>	340	500 a 650	290	470 a 620	-	-	240	30	210	410
<b>C 25</b>	370	550 a 700	320	500 a 650	-	-	260	470	230	440
<b>C 30</b>	400	600 a 750	350	550 a 700	300(*)	500 a 550(*)	280	510	250	480
<b>C 35</b>	430	630 a 780	380	600 a 750	320	550 a 700	300	550	270	520
<b>C 40</b>	460	650 a 800	400	630 a 780	350	600 a 750	320	580	290	550
<b>C 45</b>	490	700 a 850	430	650 a 800	370	630 a 780	340	620	305	580
<b>C 50</b>	520	750 a 900	460	700 a 850	400	650 a 800	355	650	320	610
<b>C 55</b>	550	800 a 950	490	750 a 900	420	700 a 850	370	680	330	640
<b>C 60</b>	580	852 a 1000	520	800 a 950	450	750 a 900	380	710	340	670

(\*) Aplicable sólo hasta d = 63 mm.

### Pernos de anclaje

Además de los aceros para redondos (UNE 10025-2) que corresponden con aceros S 235, S 275, S 355 y S 450, y los aceros para tornillos (apartado 4.2.1) se pueden utilizar los aceros empleados en barras reforzadas conforme al Capítulo 8 del CE, siguientes:

Tipo de acero	Acero soldable			
	Acero soldable con características especiales de ductilidad			
Designación	B 400 S	B 500 S	B 400 SD	B 500 SD
Límite elástico, $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	400	500

### Materiales de aportación (soldadura)

Todos los materiales de aportación utilizables para la realización de soldaduras (alambres, hilos y electrodos) deberán ser apropiado para el proceso de soldeo, teniendo en cuenta el material a soldar y el procedimiento de soldeo:

	Elemento	Tipo de acero
<input checked="" type="checkbox"/>	Uniones atornilladas en obra o taller.	Acero 6.8
<input checked="" type="checkbox"/>	Pernos en la placa de anclaje.	Acero B 500 S
<input type="checkbox"/>	Bulones para articulación	
<input checked="" type="checkbox"/>	Soldadura en uniones	Soldadura
<input type="checkbox"/>	Otros	

### Durabilidad

Considerado las indicaciones del apartado 2.4 del anejo 18 del CE, deben identificarse en la fase de proyecto las condiciones ambientales, que permitan adoptar las medidas adecuadas para la protección de los materiales utilizados en la estructura. Para ello se debe identificar la clase de exposición relativa a la corrosividad del acero (Art. 80 del CE).

Clase de exposición		Ejemplos de corrosión atmosférica en ambientes típicos de un clima templado		
Designación	Corrosividad	Exterior	Interior	
<input type="checkbox"/>	<b>C1</b>	Muy baja	-	Edificios con calefacción y con atmósferas limpias, por ejemplo: oficinas, tiendas, colegios, hoteles.
<input checked="" type="checkbox"/>	<b>C2</b>	Baja	Atmósferas con bajos niveles de contaminación. Áreas rurales en su mayor parte.	Edificios sin calefacción donde pueden ocurrir condensaciones, por ejemplo: almacenes, polideportivos.
<input type="checkbox"/>	<b>C3</b>	Media	Atmósferas urbanas e industriales, con moderada contaminación de dióxido de azufre. Áreas costeras con baja salinidad.	Naves de fabricación con elevada humedad y con algo de contaminación del aire, por ejemplo: plantas de procesamiento de alimentos, lavanderías, plantas cerveceras, plantas lácteas. Interior de puentes-cajón.
<input type="checkbox"/>	<b>C4</b>	Alta	Áreas industriales y áreas costeras con moderada salinidad.	Plantas químicas, piscinas, barcos costeros y astilleros.
<input type="checkbox"/>	<b>C5</b>	Muy alta	Áreas industriales con elevada humedad y con atmósfera agresiva y áreas costeras con elevada salinidad.	Edificios o áreas con condensaciones casi permanentes, y con contaminación elevada.
<input type="checkbox"/>	<b>CX</b>	Extrema	Áreas de ultramar con elevada salinidad y áreas industriales con humedad extrema y atmósfera agresiva y atmósferas subtropical y tropical.	Áreas industriales con humedad extrema y atmósfera agresiva

Clases de exposición relativas al agua y suelo			
Designación	Clase de exposición	Ejemplos	
<input type="checkbox"/>	<b>Im1</b>	Agua dulce	Instalaciones ribereñas, plantas hidroeléctricas
<input type="checkbox"/>	<b>Im2</b>	Agua de mar o salobre	Estructuras en contacto con el agua de mar sin protección catódica (por ejemplo, áreas portuarias con estructuras como diques, compuertas o embarcaderos)
<input type="checkbox"/>	<b>Im3</b>	Suelo	Tanques enterrados, pilotes de acero, tuberías de acero.

<input type="checkbox"/>	<b>Im4</b>	Agua de mar o salobre	Estructuras en contacto con agua de mar con protección catódica (por ejemplo, estructuras off-shore)
--------------------------	------------	-----------------------	--

### Sistemas de protección

En este apartado se establecen los tipos de protección y/o sistemas de pintura que se emplean para la protección de la estructura de acero, así como las prescripciones técnicas que deben cumplir, según la durabilidad requerida al sistema de protección (Art. 86 del CE).

### Tipos de protección

Tipos de protección	
<input type="checkbox"/>	Pinturas de secado al aire.
Pinturas de curado físico	
<input type="checkbox"/>	Pinturas en base disolvente.
<input type="checkbox"/>	Pinturas en base agua.
Pinturas de curado químico.	
<input type="checkbox"/>	Pinturas epoxídicas de dos componentes.
<input type="checkbox"/>	Pinturas de poliuretano de dos componentes.
<input type="checkbox"/>	Pinturas de curado por humedad.
<input type="checkbox"/>	Proyección térmica de cinc.
<input type="checkbox"/>	Galvanización en caliente.

### Grado de durabilidad del sistema de pintura

Los sistemas de pintura están constituidos por un conjunto de capas de imprimación y de capas de acabado de pintura que, aplicados sobre una superficie de acero con un grado de preparación preestablecido, conducen a una durabilidad determinada del sistema de pintura protector.

El grado de durabilidad permite seleccionar el sistema a emplear y definir el programa de mantenimiento (Normas de uso y mantenimiento del edificio). Se establecen cuatro grados de durabilidad de los sistemas de pintura:

-	Bajo (L): hasta 7 años.
-	Medio (M): más de 7 y hasta 15 años.
-	Alto (H): más de 15 y hasta 25 años.
-	Muy alto (H): más de 25 años

Clase de exposición	Grado de durabilidad			
	Bajo	Medio	Alto	Muy alto
<b>C1</b>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<b>C2</b>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<b>C3</b>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<b>C4</b>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<b>C5</b>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<b>CX</b>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<b>Im1</b>			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Im2			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Im3			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Para la elección del sistema de pintura en función de la clase de exposición relativa a la corrosión atmosférica, al agua y al suelo y los grados de durabilidad, se recomienda consultar UNE 12944-5.

## Análisis estructural

### Bases de cálculo

### Criterios de verificación

Se han realizado las verificaciones de los elementos estructurales correspondientes a los Estados Límite Últimos y Estados Límite de Servicio, siguiendo lo establecido en el Título 3 del CE, mediante el siguiente procedimiento:

<input checked="" type="checkbox"/> Manualmente	<input type="checkbox"/>	Toda la estructura:	Presentar justificación de verificaciones
	<input checked="" type="checkbox"/>	Parte de la estructura:	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Material de cubierta metálica (paneles, chapas, bandejas, .....</li> <li>- Correas de cubierta</li> <li>- Correas para cerramiento lateral</li> </ul>

Elemento	Apartados	Descripción
<input type="checkbox"/> Chapa de cubierta	Sistema estructural:	
	Método de cálculo	
<input checked="" type="checkbox"/> Panel sándwich de cubierta	Sistema estructural:	Para el cerramiento de la cubierta se emplea un panel sándwich de 30 mm de espesor formado por dos chapas de acero galvanizado de 0,5 mm de espesor y un núcleo de espuma rígida de poliuretano (PUR). Los paneles tienen un ancho útil de 1 m, y una longitud de hasta 10,20 m (longitud del faldón).
	Método de cálculo	El cálculo del panel se ha realizado considerando que se trata de una viga continua que se apoya en, al menos, tres correas. La capacidad de carga del panel se obtiene de los ábacos del fabricante en función de la separación entre apoyos (correas). El dato básico de carga es la sobrecarga característica máxima (deducida a partir de las cargas obtenidas según el DB SE-AE), la separación entre correas y la hipótesis de viga continua.
<input checked="" type="checkbox"/> Panel sándwich de fachada	Sistema estructural:	Para el cerramiento de las fachadas se emplea un panel sándwich de 35 mm de espesor formado por dos chapas de acero galvanizado de 0,5 mm de espesor y un núcleo de espuma rígida de poliuretano (PUR). Los paneles tienen un ancho útil de 1 m, y una longitud de 5 m (altura de lateral menos murete perimetral).
	Método de cálculo	El cálculo del panel se ha realizado considerando que se trata de una viga continua que se apoya en, al menos, tres correas. La capacidad de carga del panel se obtiene de los ábacos del fabricante en función de la separación entre apoyos (correas). El dato básico de carga es la sobrecarga de viento lateral máxima (deducida según el DB SE-AE), la separación entre correas y la hipótesis de viga continua.
<input checked="" type="checkbox"/> Correas en cubierta	Sistema estructural:	Correas realizadas con perfiles conformados tipo Z, consideradas simplemente apoyadas sobre los dinteles de los pórticos de la nave. Se garantizará una continuidad en los perfiles que suponga, al menos, una longitud equivalente a dos veces la separación existente entre pórticos laterales. Dicha continuidad se realizará bien mediante el uso de perfiles suficientemente largos, o bien mediante la colocación de

		<p>conectores para solape de los perfiles y ejiones en los puntos de apoyo. Las correas se dispondrán con una separación de 1,13 m, y se fijarán rígidamente a la chapa de cubierta, de manera que la correa sólo tenga que resistir los esfuerzos correspondientes a la flexión.</p>
	Método de cálculo	<p>El cálculo se ha realizado suponiendo la existencia de una viga continua de dos tramos en las que se han repercutido las cargas correspondientes a las distintas hipótesis obtenidas según el DB SE-AE. Se ha realizado un análisis global elástico de la estructura, habiéndose tenido en cuenta posibles efectos locales de plastificación de las secciones según lo especificado en el apartado 5.5 del Anejo 18 del CE.</p>
<input checked="" type="checkbox"/>	Correas de fachada	<p>Sistema estructural: Correas realizadas con perfiles conformados tipo C, consideradas simplemente apoyadas sobre los dinteles de los pórticos de la nave. Se garantizará una continuidad en los perfiles que suponga, al menos, una longitud equivalente a dos veces la separación existente entre pórticos laterales. Dicha continuidad se realizará bien mediante el uso de perfiles suficientemente largos, o bien mediante la colocación de conectores para solape de los perfiles y ejiones en los puntos de apoyo. Las correas se dispondrán con una separación de 1,25 m, y se fijarán rígidamente a la chapa de cubierta, de manera que la correa sólo tenga que resistir los esfuerzos correspondientes a la flexión.</p>
	Método de cálculo	<p>El cálculo se ha realizado suponiendo la existencia de una viga continua de dos tramos en las que se han repercutido las cargas correspondientes a las distintas hipótesis obtenidas según el DB SE-AE. Se ha realizado un análisis global elástico de la estructura, habiéndose tenido en cuenta posibles efectos locales de plastificación de las secciones según lo especificado en el apartado 5.5 del Anejo 18 del CE.</p>
<input type="checkbox"/>		

<input checked="" type="checkbox"/>	Manualmente	<input type="checkbox"/>	Toda la estructura:	Presentar justificación de verificaciones
		<input checked="" type="checkbox"/>	Parte de la estructura:	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Material de cubierta metálica (paneles, chapas, bandejas, .....</li> <li>- Correas de cubierta</li> <li>- Correas para cerramiento lateral</li> </ul>

<input checked="" type="checkbox"/>	Mediante programa informático	<input type="checkbox"/>	Toda la estructura	Nombre del programa:	-
				Versión:	-
				Empresa:	-
				Domicilio:	-

<input checked="" type="checkbox"/>	Parte de la estructura:	Identificar los elementos de la estructura:	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pórticos principales</li> <li>- Vigas de atado</li> <li>- Elementos de arriostamiento</li> <li>- Placas de anclaje</li> </ul>
		Nombre del programa:	CYPE 3D
		Versión:	2022
		Empresa:	Cype Ingenieros
		Domicilio:	Avenida Eusebio Sempere nº5 Alicante.

- Descripción del

El programa realiza un cálculo espacial en tres dimensiones por métodos matriciales de rigidez, formando las barras los elementos que definen la

- programa
- Idealización de la estructura
  - Simplificaciones efectuadas.

estructura: pilares, vigas, brochales y viguetas. Se establece la compatibilidad de deformación en todos los nudos considerando seis grados de libertad y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo.

A los efectos de obtención de sollicitaciones y desplazamientos, para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático y se supone un comportamiento lineal de los materiales, por tanto, un cálculo en primer orden.

Los efectos de segundo orden son analizados mediante el método de la amplificación de momentos, para lo cual es preciso definir el valor del coeficiente de amplificación,  $r$ , habiéndose adoptado un coeficiente de 1,2.

## Modelado y Análisis

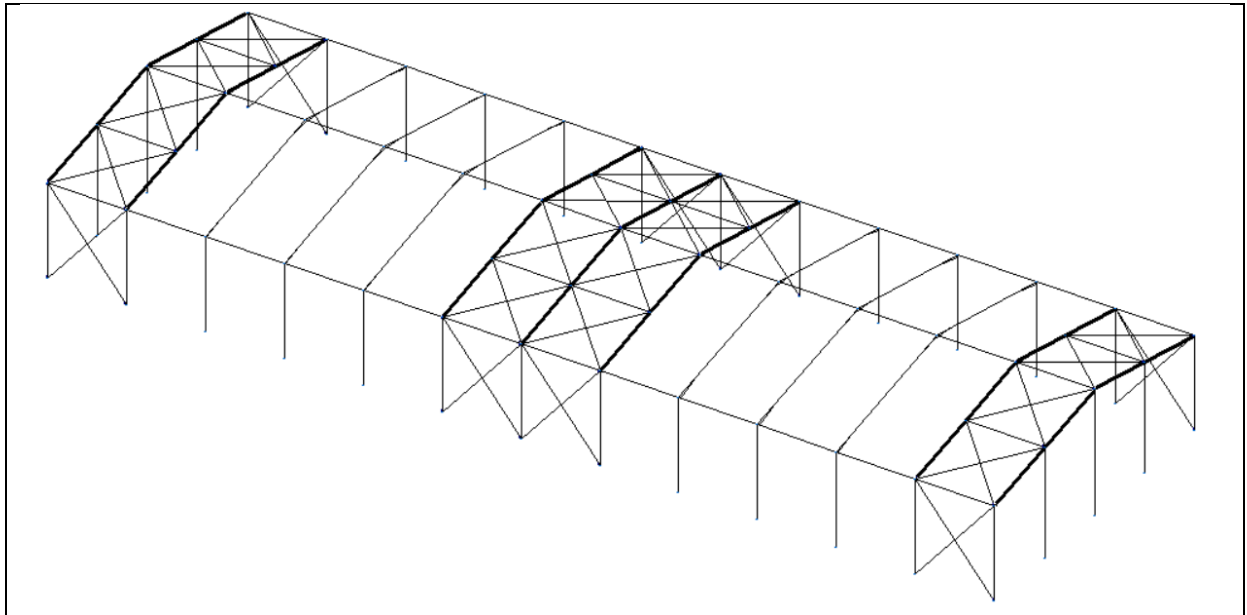
El análisis de la estructura se ha basado en un modelo que proporciona una previsión suficientemente precisa del comportamiento de la misma.

Las condiciones de apoyo que se consideran en los cálculos corresponden con las disposiciones constructivas previstas.

Se consideran a su vez los incrementos producidos en los esfuerzos por causa de las deformaciones (efectos de 2º orden) allí donde no resulten despreciables.

En el análisis estructural se han tenido en cuenta las diferentes fases de la construcción, incluyendo las cargas adicionales de ejecución.

### Esquema estructural:



Modelo estructural

Sistema de barras		
<input checked="" type="checkbox"/>		Barras de sección constante
	<input checked="" type="checkbox"/>	- Con cartelas de refuerzo
<input type="checkbox"/>		Barras de sección variable
Unión de barras		
<input type="checkbox"/>		Uniones articuladas
<input checked="" type="checkbox"/>		Uniones rígidas
<input type="checkbox"/>		Uniones semirrígidas
Unión a la cimentación (bases de pilares)		
<input checked="" type="checkbox"/>		Empotrada
<input type="checkbox"/>		Articulada
	<input type="checkbox"/>	- Con rótula de bulón
	<input type="checkbox"/>	- Con línea simple de pernos

<input checked="" type="checkbox"/>	La estructura está formada por pilares y vigas	
<input checked="" type="checkbox"/>	Existen juntas de dilatación	
	Separación máxima entre juntas de dilatación	d = 30 m
	¿Se han tenido en cuenta las acciones térmicas y reológicas en el cálculo?	<input type="checkbox"/> si
		<input checked="" type="checkbox"/> no
	Descripción de la junta de dilatación:	
	▶ La junta de dilatación se ejecuta duplicando los pórticos con una separación de 5 cm entre alas de pilares. En estas condiciones no es necesario considerar los efectos térmicos	
<input type="checkbox"/>	No existen juntas de dilatación	
	¿Se han tenido en cuenta las acciones térmicas y reológicas en el cálculo?	<input type="checkbox"/> si
		<input type="checkbox"/> no
	▶ justificar	

## Traslacionalidad

En las estructuras traslacionales o no arriostradas deben considerarse los efectos no lineales producidos por los desplazamientos en las solicitaciones. De acuerdo con lo dispuesto por CE esto puede realizarse utilizando un análisis de segundo orden mediante métodos matemáticos, o bien con un análisis elástico en primer orden, con la posterior amplificación de los efectos de las acciones correspondientes (por ejemplo, los momentos flectores) por medio de coeficientes adecuados.

<b>Plano de los pórticos principales</b>	
<input type="checkbox"/>	Traslacional
<input type="checkbox"/>	Intraslacional
<b>Plano longitudinal del edificio</b>	
<input type="checkbox"/>	Traslacional
<input type="checkbox"/>	Intraslacional

## Otras consideraciones sobre acciones

<input checked="" type="checkbox"/>	Comprobación frente a fatiga. Existencia de cargas variables repetidas de origen dinámico que afecten a la estructura:
<input checked="" type="checkbox"/>	No
<input type="checkbox"/>	Sí. El origen es el siguiente:
<input type="checkbox"/>	Elementos que soportan maquinarias de elevación o cargas móviles
<input type="checkbox"/>	Elementos sometidos a sobrecargas de carácter dinámico (viento, personas en movimiento, máquinas)
<input type="checkbox"/>	Otros. (Describir)
<input type="checkbox"/>	La estructura se ha calculado teniendo en cuenta las solicitaciones transitorias que se producirán durante el proceso constructivo
<input checked="" type="checkbox"/>	Durante el proceso constructivo no se producen solicitaciones distintas a las previstas para la entrada en servicio del edificio.
<input type="checkbox"/>	Durante el proceso constructivo no se producen solicitaciones que aumenten las inicialmente previstas para la entrada en servicio del edificio

## **Estados Límite Último**

Los valores de las acciones se han obtenido según lo dispuesto en el documento CTE SE-AE, y los valores de cálculo correspondientes a cada situación de dimensionado se han hallado mediante las reglas de combinación indicadas en el apartado 6.4 del Anejo 18 del CE.

La verificación de la capacidad portante de la estructura de acero se ha realizado conforme a lo descrito en el anejo 18 apartado 6.4.2. del CE, para el estado límite último de estabilidad, en donde:

$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$	siendo: $E_{d,dst}$ el valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras $E_{d,stab}$ el valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras
-----------------------------	---

y para el estado límite último de resistencia, en donde

$E_d \leq R_d$	siendo: $E_d$ el valor de cálculo del efecto de las acciones $R_d$ el valor de cálculo de la resistencia correspondiente
----------------	--

Al evaluar  $E_d$  y  $R_d$ , se han tenido en cuenta los efectos de segundo orden de acuerdo con los criterios establecidos en el Anejo 18.

Se han adoptado los siguientes coeficientes parciales de seguridad en las comprobaciones de los Estados Límite Último (Apartado 6.1 del anejo 22 del CE):

- a)  $\gamma_{M0} = 1,05$       coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia de la sección, para cualquier Clase
- b)  $\gamma_{M1} = 1,05$       coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad
- c)  $\gamma_{M2} = 1,25$       coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia a fractura de secciones sometidas a tracción

### Estados Límite Servicio

Los valores de las acciones se han obtenido según lo dispuesto en SE-AE, y los valores de cálculo correspondientes a cada situación de dimensionado se han hallado mediante las reglas de combinación indicadas en el apartado 6.5 del Anejo 18 del CE.

Para los diferentes estados límite de servicio se ha verificado que:

$E_d \leq C_d$	siendo: $E_d$ : valor de cálculo de los efectos de las acciones consideradas para el criterio de servicio, determinado en base a la combinación correspondiente; $C_d$ : valor límite de cálculo para el criterio de servicio correspondiente.
----------------	--

### Geometría

En la dimensión de la geometría de los elementos estructurales se ha utilizado como valor de cálculo el valor nominal de proyecto (Apartado 4.3, Anejo 18 CE).

## Análisis Estructural

El análisis estructural debe basarse en modelos de cálculo de la estructura que sean adecuados para el estado límite considerado.

La comprobación ante cada estado límite se realiza en dos fases: determinación de los efectos de las acciones (esfuerzos y desplazamientos de la estructura) y comparación con la correspondiente limitación (resistencias y flechas y vibraciones admisibles respectivamente). En el contexto del “Código Estructural” a la primera fase se la denomina fase de *análisis* y a la segunda fase de *dimensionado*.

### Análisis global de la estructura

La verificación de la seguridad estructural se realizará según alguno de los métodos presentes en la siguiente tabla, y de acuerdo con lo expuesto por CE en el Anejo 22. El uso de cualquiera de estos métodos debe estar en concordancia con la clase de las secciones transversales definida en el apartado 5.5 del Anejo 22 del CE.

Las solicitaciones internas pueden calcularse de acuerdo con un análisis global elástico incluso si la resistencia de la sección se basa en su resistencia plástica.

El análisis global plástico puede aplicarse cuando los elementos tengan suficiente capacidad de giro para permitir las redistribuciones requeridas de los momentos flectores desarrollados.

Tipo de análisis / Descripción	
<input checked="" type="checkbox"/>	<p><b>Análisis global elástico</b></p> <p>Se basa en la hipótesis de una ley tensión-deformación lineal del acero, independientemente del nivel de tensión que haya. En la práctica, el análisis global elástico supone que la tensión causada por las cargas es menor que la tensión de fluencia del acero, para cualquier punto de la estructura. El análisis global elástico es de aplicación en todos los casos. Aunque los esfuerzos y desplazamientos se obtienen usando un análisis elástico, la resistencia de cálculo de los elementos puede ser comprobada utilizando la resistencia plástica de la sección transversal.</p>
<input type="checkbox"/>	<p><b>Análisis global plástico</b></p> <p>Este tipo de análisis asume la plastificación progresiva de algunas de las secciones transversales de la estructura, lo que normalmente conlleva la aparición de rótulas plásticas y una redistribución de esfuerzos en la estructura. Normalmente se adopta para el acero una ley tensión-deformación elastoplástica.</p>
<input type="checkbox"/>	<p><b>Elementos finitos</b></p> <p>El Apéndice C del Anejo 25 del CE recoge recomendaciones para el empleo del método de los elementos finitos (EF) para la comprobación de los estados límite último, de servicio o fatiga de las estructuras formadas por chapas.</p>
Tipo de efectos / Descripción	
<input checked="" type="checkbox"/>	<p><b>Efectos de 1º orden</b></p> <p>Los esfuerzos y desplazamiento se obtienen considerando la geometría inicial (sin deformar) de la estructura.</p>
<input type="checkbox"/>	<p><b>Efectos de 2º orden</b></p> <p>Los esfuerzos y desplazamiento se obtienen teniendo en cuenta la influencia de la deformación de la estructura. Esta influencia debe considerarse siempre que implique un incremento significativo de los efectos de las acciones o una modificación significativa de la respuesta estructural global.</p>

Clase de sección	Método para la determinación de las solicitaciones	Método para la determinación de la resistencia de secciones
Plástica (Clase 1)	Plástico o Elástico	Plástico o Elástico
Compacta (Clase 2)	Elástico	Plástico o Elástico
Semicompacta (Clase 3)	Elástico	Elástico
Esbelta (Clase 4)	Elástico con posible reducción de rigidez	Elástico con resistencia reducida

## Estabilidad lateral global

De acuerdo con lo prescrito en el CE, el edificio contará con elementos que garanticen la estabilidad estructural del conjunto y una transmisión adecuada de las fuerzas verticales y horizontales, hasta la cimentación. Además, todos los elementos del modelo estructural deben proyectarse con la suficiente resistencia frente a las acciones horizontales, y la suficiente rigidez para satisfacer los ELS descritos en el CE y garantizar las hipótesis de cálculo que se planteen (traslacionalidad, intraslacionalidad, nudos articulados, empotramientos...).

En el presente edificio la transmisión de las fuerzas horizontales hasta la cimentación se realiza mediante:

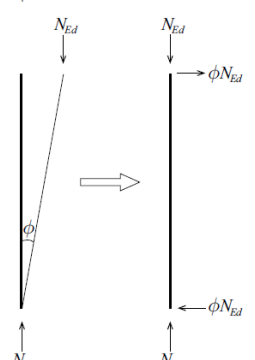
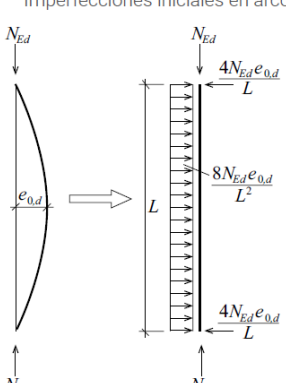
	Sistema de transmisión de esfuerzos horizontales	Descripción
<input type="checkbox"/>	Capacidad a flexión de las barras y uniones. (Pórticos rígidos)	
<input checked="" type="checkbox"/>	Capacidad axil de sistemas triangulados (Arriostramientos)	Para garantizar la intraslacionalidad en el plano longitudinal, del edificio, se dispondrá un sistema de arriostramiento en cruces de San Andrés en los pórticos laterales. Se colocarán triangulaciones en los vanos extremos y en los pórticos centrales a ambos lados de la junta de dilatación. La triangulación se formará mediante la colocación de perfiles redondos de acero en marcos de arriostramiento delimitados por los propios pórticos y las vigas de atado. En la cubierta se colocará el mismo sistema de triangulación en X, en ambos faldones tanto en los dos extremos de la nave como en los pórticos centrales.
<input type="checkbox"/>	Pantallas horizontales (Diafragmas o forjados)	
<input type="checkbox"/>	Pantallas verticales (Cerramientos, paneles, muros de hormigón...)	

### Imperfecciones iniciales (Apartado 5.3 Anejo 22, CE)

El análisis estructural debe considerar los efectos de las imperfecciones, incluyendo las tensiones residuales y las imperfecciones geométricas, tales como la falta de verticalidad, de rectitud, de horizontalidad o de ajuste.

<input checked="" type="checkbox"/>	<b>Imperfecciones geométricas</b>	
	Imperfección inicial y global. Se aplica un desplome lineal en altura en función de la altura total, h) (Apartado 5.3.2 Anejo 22 CE.	<p>Las imperfecciones de pandeo iniciales y globales se obtienen de la expresión:</p> $\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (5.5)$ <p>donde:</p> <p><math>\phi_0</math> es el valor de base: <math>\phi_0 = 1/200</math></p> <p><math>\alpha_h</math> es el factor de reducción por la altura h, aplicable a los soportes:</p> $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{con} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$ <p>h es la altura de la estructura (en metros)</p> <p><math>\alpha_m</math> es el coeficiente de reducción por el número de soportes en una fila:</p> $\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$ <p>m es el número de soportes en una fila, incluyendo únicamente aquellos que se encuentren solicitados por una carga vertical <math>N_{Ed}</math>, superior o igual al 50% del valor medio de la carga por soporte en el plano vertical considerado.</p>

	Imperfección inicial local	Los efectos de las imperfecciones locales de los elementos se incluyen en las fórmulas dadas para la comprobación de la resistencia a pandeo del elemento
--	----------------------------	---

<input type="checkbox"/> <b>Acciones equivalentes</b>		
	<p><b>Imperfección inicial global.</b> Imperfecciones iniciales de verticalidad</p> 	<p>El desplome se simula mediante la aplicación de un par de fuerzas <math>\phi \cdot N_d</math> en los extremos del pilar de la planta, donde <math>\phi</math> representa la inclinación correspondiente al desplome necesario, y <math>N_d</math> es el esfuerzo axial máximo de compresión que solicita al pilar.</p>
	<p><b>Imperfección inicial local</b> Imperfecciones iniciales en arco</p> 	<p>Se aplicará una carga uniforme horizontal sobre el pilar de valor <math>(8 \cdot N_d \cdot e_0)/L^2</math>, y en la dirección opuesta se aplicarán sendas cargas puntuales en ambos extremos del pilar con un valor <math>(4 \cdot N_d \cdot e_0)/L</math>, donde <math>N_d</math> es el esfuerzo axial máximo de compresión que solicita al pilar.</p>

## Estados Límite Últimos

La comprobación frente a los estados límites últimos supone la comprobación ordenada frente a la resistencia de las secciones (Apartado 6.2 Anejo 22 del CE), y frente a la resistencia a pandeo de los elementos (Apartado 6.3 Anejo 22 del CE).

Se han seguido los criterios indicados en el Apartado 6: “Estados límite últimos” del Anejo 22 del CE para realizar la comprobación de la estructura, con los siguientes criterios de análisis:

**a) Descomposición de la barra en secciones y cálculo en cada una de ellas de los valores de resistencia a:**

- Tracción (Apdo. 6.2.3)
- Compresión (Apdo. 6.2.4)
- Momento flector (Apdo. 6.2.5)
- Cortante (Apdo. 6.2.6)
- Torsión (Apdo. 6.2.7)
- Interacción de esfuerzos:
  - Flexión y cortante (Apdo. 6.2.8)
  - Flexión y axil (Apdo. 6.2.9)
  - Flexión, cortante y axil (Apdo. 6.2.10)

**b) Comprobación de la resistencia a pandeo de:**

- Elementos de sección constante a compresión (Apdo. 6.3.1)
- Elementos de canto constante a flexión (Apdo. 6.3.2)
- Elementos de sección constante sometidos a flexión y compresión (Apdo. 6.3.3)

## Estados Límite de Servicio

Para las diferentes situaciones de dimensionado se ha comprobado que el comportamiento de la estructura en cuanto a deformaciones, vibraciones y otros estados límite, está dentro de los límites establecidos en el Apartado 7.2 “Estados límite de servicio en edificación” del Anejo 22 del CE.

Se ha comprobado que la estructura presenta unas deformaciones verticales (Apartado 7.2.1) y unas flechas horizontales (Apartado 7.2.2) admisibles.

### Clases de Ejecución – Gestión de la Calidad de Ejecución

Para determinar el Nivel de Control de Ejecución de la estructura o de cada tipo de elemento estructural (Artículo 14 del CE) hay que determinar la Clase de Ejecución conforme se especifica en el Artículo 91 del CE.

La Clase de Ejecución depende del Nivel de Riesgo (CC), de la Categoría de Uso (SC) y Categoría de Ejecución (PC).

El nivel de riesgo de una obra define las consecuencias que podría tener su fallo estructural durante su construcción o en servicio.

	Nivel de Riesgo	Descripción
<input type="checkbox"/>	Nivel CC3	Elementos cuyo fallo compromete la seguridad de personas, como es el caso de un edificio público, o puede generar grandes pérdidas económicas.
<input checked="" type="checkbox"/>	Nivel CC2	Elementos cuyo fallo compromete la seguridad de personas, pero no del público en general, o puede generar apreciables pérdidas económicas.
<input type="checkbox"/>	Nivel CC1	Elementos no incluidos en los niveles anteriores

La categoría de uso depende del riesgo ligado al servicio para el que se diseña la estructura.

	Categoría de uso	Descripción
<input checked="" type="checkbox"/>	SC1	Estructuras y componentes sometidas a acciones predominantemente estáticas (edificios). Estructuras con uniones diseñadas para acciones sísmicas moderadas que no requieren ductilidad. Carrileras y soportes con cargas de fatiga reducida, por debajo del umbral de daño del detalle más vulnerable.
<input type="checkbox"/>	SC2	Estructuras y componentes sometidas a acciones de fatiga (puentes de carretera y ferrocarril, grúas y carrileras en general). Estructuras sometidas a vibraciones por efecto del viento, paso de personas o maquinaria con rotación. Estructuras con uniones que requieren ductilidad por requisito de diseño antisísmico.

La categoría de ejecución depende de la fabricación y montaje de la estructura

	Categoría de Ejecución	Descripción
<input checked="" type="checkbox"/>	PC1	Componentes sin uniones soldadas, con cualquier tipo de acero. Componentes con soldaduras de acero de grado inferior a S355, realizadas en taller.
<input type="checkbox"/>	PC2	Componentes con soldaduras de acero de grado S355 o superior. Ejecución de soldaduras en obra de elementos principales. Elementos sometidos a tratamiento térmico durante su fabricación. Piezas de perfil hueco con recortes en boca de lobo.

Nivel de Riesgo		CC1		CC2		CC3	
Categoría de Uso		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categoría de Ejecución	PC 1	1 <input type="checkbox"/>	2 <input type="checkbox"/>	2 <input checked="" type="checkbox"/>	3 <input type="checkbox"/>	3 <input type="checkbox"/>	3 <input type="checkbox"/>
	PC 2	2 <input type="checkbox"/>	2 <input type="checkbox"/>	2 <input type="checkbox"/>	3 <input type="checkbox"/>	3 <input type="checkbox"/>	4 <input type="checkbox"/>

Por lo tanto, el Nivel de Control de Ejecución según el CE será:

Clase de Ejecución	Nivel de Control de Ejecución
Clase 2 <input checked="" type="checkbox"/>	Normal
Clase 3 ó 4 <input type="checkbox"/>	Intenso

## Código Estructural Estructuras de Hormigón

El presente apartado sirve de justificación a las soluciones constructivas adoptadas para cumplir con las exigencias básicas en materia de seguridad estructural para las estructuras de hormigón, según el Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural.

Se establecen estos requisitos con el fin de conseguir resistencia y estabilidad ante las acciones previstas y una adecuada aptitud conforme al uso previsto.

		Procede	No procede
Verificación de la seguridad estructural en elementos y estructuras de hormigón	Elementos estructurales de hormigón armado	X	
	Estructuras de hormigón armado	X	

### Descripción general del edificio y de los forjados y elementos estructurales de hormigón:

Edificio agroindustrial de planta rectangular, de 1200 m<sup>2</sup> de superficie, con unas dimensiones de 20 m de ancho y 60 m de fondo situado en la localidad de Navalcarnero (Madrid). La agroindustria presenta una zona administrativa (recepción, oficinas, laboratorio y aseos), en dos plantas, con una superficie total de 10 x 60 m<sup>2</sup> en cada piso.

La estructura de la parte de oficinas es de dos plantas con forjados unidireccionales de hormigón prefabricado sobre vigas y pilares de hormigón armado. Los pilares se apoyan sobre zapatas aisladas de hormigón armado.

## Código estructural

## Estructuras de Hormigón

### Datos generales de proyecto

#### Hipótesis de trabajo

Declaración de conformidad para la aplicación del Anejo 19 del Código Estructural:

Se cumplen las siguientes condiciones para dar validez a los cálculos definidos en el Anejo 19 del Código Estructural:

- La elección del sistema estructural y el procedimiento de cálculo de la estructura se ha realizado por personal debidamente cualificado y con experiencia.
- La ejecución se llevará a cabo por personal con las capacidades y experiencia adecuadas;
- Se asegura una supervisión y un control de calidad adecuados durante el proyecto y la ejecución de la obra, es decir, en las oficinas de proyecto, en la fábrica, en las plantas y en la obra
- Los materiales y productos de construcción se utilizan según se especifica en el Código Estructural
- La estructura se mantendrá de forma adecuada
- La estructura se utilizará de acuerdo con las hipótesis de proyecto.

#### Gestión de la fiabilidad (Código Estructural Anejo 18, Apartado.2)

Clase de consecuencia	Descripción	Ejemplos de obras
<input type="checkbox"/> CC3	Consecuencias graves de pérdida de vidas humanas, o consecuencias económicas, sociales o medioambientales muy importantes	Graderíos, edificios públicos en los que las consecuencias del fallo son graves (ejemplo, una sala de conciertos)
<input type="checkbox"/> CC2	Consecuencias medias de pérdida de vidas humanas, o consecuencias económicas, sociales o medioambientales considerables	Edificios residenciales y administrativos, edificios públicos en los que las consecuencias de fallo son medias (ejemplo, oficinas)
<input checked="" type="checkbox"/> CC1	<i>Consecuencias bajas de pérdida de vidas humanas, o consecuencias económicas, sociales o medioambientales despreciables</i>	<i>Edificios agrícolas en los que normalmente no entre gente (ejemplo, almacenes) o invernaderos</i>
Clase de fiabilidad	Valor mínimo $\beta$ (Período referencia: 1 año)	Valor mínimo $\beta$ (Período referencia: 50 años)
<input type="checkbox"/> RC3	5,2	4,3
<input type="checkbox"/> RC2	4,7	3,8
<input checked="" type="checkbox"/> RC1	4,2	3,3
Clase de fiabilidad	Factor multiplicador en el cálculo de acciones $K_{IF}$	
<input type="checkbox"/> RC3	1,1 (Aplicable solo a las acciones desfavorables. El resto tendría un valor 1,0)	
<input type="checkbox"/> RC2	1,0	
<input checked="" type="checkbox"/> RC1	0,9	

#### Vida útil de la estructura:

Categoría de vida útil	Vida útil nominal (años)	Ejemplos de estructuras
1 (10 años)		Estructuras temporales
2 (10 a 25 años)		Partes reemplazables de la estructura, por ejemplo: vigas carril, aparatos de apoyo, etc.
3 (15 a 30 años)	25 años	Estructuras agrícolas y similares

4 (50 años)		Estructuras de edificación y otras estructuras comunes
5 (100 años)		Estructuras de edificios monumentales, puentes y otras estructuras de ingeniería civil

### Situaciones de proyecto

<input checked="" type="checkbox"/>	Persistentes, que se refieren a las condiciones de uso normal
<input type="checkbox"/>	Transitorias, que se refieren a condiciones temporales aplicables a la estructura, por ejemplo, durante su ejecución o reparación
<input type="checkbox"/>	Accidentales, que se refieren a condiciones excepcionales aplicables a la estructura o a su exposición, por ejemplo, al fuego, impacto o las consecuencias de un fallo localizado
<input type="checkbox"/>	Sísmicas, que se refieren a las condiciones aplicables a la estructura cuando esté sometida a efectos sísmicos

### Acciones. Valores característicos considerados (según documento SE-AE)

	Forjado 1	Forjado 2 (cubierta)
Peso propio elemento:	25 kN/m <sup>3</sup> en pilares y vigas	25 kN/m <sup>3</sup> en pilares y vigas
Peso propio de los forjados:	2.7 kN/m <sup>2</sup>	3 kN/m <sup>2</sup>
Resto cargas permanentes (tabiquería, solados y falsos techos):	2 kN/m <sup>2</sup>	0,8 kN/m <sup>2</sup>
Fuerzas de pretensado:	No procede	No procede
Sobrecarga de uso:	2 kN/m <sup>2</sup> + 2 kN (puntual)	0.4 kN/m <sup>2</sup> + 1 kN (puntual)
Sobrecarga de nieve:	No procede	0.6 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecarga de viento (máxima):	0.473 kN/m <sup>2</sup> (presión interior)	0,169(presión)+0.338 (succión interior)
Acciones térmicas:	No procede	No procede
Acciones accidentales:	No procede	No procede
Acciones sísmicas:	No procede	No procede
Asientos/movimientos diferenciales:	No procede	No procede

### Características de los materiales

#### Características de los materiales. Hormigón

Tipo de hormigón empleado	Pilares y vigas	Forjados	Cimentaciones
<input checked="" type="checkbox"/> Convencional	Sí	Sí	Sí
<input type="checkbox"/> Autocompactante	-	-	-
<input type="checkbox"/> Alta resistencia	-	-	-
<input type="checkbox"/> Con fibras	-	-	-
<input type="checkbox"/> Con áridos ligeros o proyectados	-	-	-

Característica	Pilares y vigas	Forjados	Cimentaciones
Designación del hormigón	HA-25 / F / 15 / XC1		HA-25 / F / 15 / XC2
Resistencia característica del hormigón (f <sub>ck</sub> )	25 MPa		25 MPa
Consistencia	Fluida		Fluida
Tamaño máximo de árido	15mm		15mm
Ambiente	XC1		XC2
Recubrimiento mínimo	20 mm		20 mm
Recubrimiento nominal	30 mm		30 mm
Tipo de cemento	CEM II		CEM II
Máxima relación agua/cemento	0.60		0.60
Mínimo contenido de cemento	275 kg/m <sup>3</sup>		275 kg/m <sup>3</sup>

### Características de los materiales. Acero para armar

Característica	Pilares y vigas	Forjados	Cimentaciones
Designación del acero	<i>B 500 S</i>		<i>B 500 S</i>
Resistencia característica del acero ( $f_{yk}$ )	<i>500 MPa</i>		<i>500 MPa</i>
Tipo de ductilidad	<i>Normal</i>		<i>Normal</i>

### Coeficientes parciales de seguridad para los materiales

Control de Ejecución	Hormigón ( $\gamma_c$ )	Acero ( $\gamma_s$ )
<input checked="" type="checkbox"/> Normal	<i>1,5 (Situación permanente o transitoria) 1,3 (Situación accidental)</i>	<i>1,15 (Situación permanente o transitoria) 1,0 (Situación accidental)</i>
<input type="checkbox"/> Intenso	1,4 (Elementos convencionales) 1,35 (Elementos prefabricados)  Se requiere que el hormigón esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido (D.O.R.).	1,10  Se requiere que el acero esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido (D.O.R.).

### Coeficientes parciales de seguridad para las acciones

Acción	Coeficiente parcial de seguridad
<input type="checkbox"/> Retracción	$\gamma_{sh} = 1,0$
<input type="checkbox"/> Pretensado	$\gamma_{P,fav} = 1,0$ (ELU en situaciones normales. Efecto favorable) $\gamma_{P,fav} = 1,0$ (ELU en situaciones transitoria y accidental) $\gamma_{P,unfav} = 1,3$ (Estado límite de inestabilidad con pretensado exterior si el efecto es desfavorable) $\gamma_{P,unfav} = 1,2$ (Efectos locales)
<input type="checkbox"/> Fatiga	$\gamma_{F,fat} = 1,0$

## Análisis Estructural

### Estructura

Descripción del sistema estructural:

*Pórticos de hormigón armado constituidos por pilares de sección cuadrada y por vigas de canto variable en zona de oficinas, según planos.*

*Sobre estos pórticos se apoyan forjados unidireccionales prefabricados de canto 25+5/70 de bovedilla aligerante de hormigón vibrado. Estarán formados por viguetas pretensadas, con intereje de 70 cm, canto de bovedilla 25 cm, canto de la losa superior 5 cm.*

*Zapatas aisladas de hormigón armado bajo los pilares unidas con vigas de atado.*

### Programa de cálculo

Nombre comercial:

*CYPECAD*

Empresa

*Cype Ingenieros  
Avenida Eusebio Sempere nº5  
Alicante.*

Descripción del programa:  
idealización de la estructura:  
simplificaciones efectuadas.

*El programa realiza un cálculo espacial en tres dimensiones por métodos matriciales de rigidez, formando las barras los elementos que definen la estructura: pilares, vigas, brochales y viguetas. Se establece la compatibilidad de deformación en todos los nudos considerando seis grados de libertad y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo.*

*A los efectos de obtención de solicitaciones y desplazamientos, para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático y se supone un comportamiento lineal de los materiales, por tanto, un cálculo en primer orden.*

### Elementos considerados en el análisis (Código Estructural, Anejo 19, apartado 5.3)

Tipo de elemento	Definición
<input checked="" type="checkbox"/> Vigas	Elemento cuya luz es mayor que 3 veces el canto total de la sección.
<input type="checkbox"/> Vigas de gran canto	Elemento cuya luz es menor que 3 veces el canto total de la sección.
<input checked="" type="checkbox"/> Pilares	Elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho, y su altura es al menos 3 veces el canto de la sección.
<input type="checkbox"/> Muros	Elemento que no cumple las especificaciones para pilar
<input type="checkbox"/> Losas	Elemento cuya dimensión mínima del paño es mayor que 5 veces el espesor total de la losa
<input type="checkbox"/> Losas unidireccionales	Una losa sometida principalmente a cargas uniformemente distribuidas puede considerarse como unidireccional si cumple alguna de las siguientes condiciones: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Posee 2 bordes libres (sin sustentación) y prácticamente paralelos, o</li> <li>• Se trata de la parte central de una losa prácticamente rectangular apoyada en cuatro bordes, cuya relación entre la mayor y la menor luz debe ser mayor que 2</li> </ul>
<input checked="" type="checkbox"/> Zapatas aisladas	Se calculan como vigas sometidas a flexión.

### Secciones

Descripción:

*Pilares y vigas según planos.*

Dimensiones y armado:

*Pilares 1 a 12 según planos de 2,58 metros de altura y sección de 0,3 x 0,3 m. Armados con 4 redondos  $\Phi = 12$  mm en las esquinas y estribos de  $\Phi = 6$  mm, separados entre sí 15 cm*

*Vigas 1 a 10 según planos de 4,3 m de luz y sección de 0,25 x 0,4 m. Armadas según planos con redondos de 10 y 12 mm de diámetro en la cara superior e inferior. Estribos de 8 mm de diámetro, separados entre sí 15 cm*

*Las armaduras longitudinales y transversales cumplen en todos los casos con las cuantías mínimas y máximas indicadas en el Anejo 19 del Código Estructural.*

Condiciones de ejecución:

*El recubrimiento de las armaduras longitudinales será el establecido en el Artículo 44.2.1 del Código Estructural, según clase de exposición, tipo de cemento, resistencia característica del hormigón y vida útil de la estructura.*

*Los anclajes y empalmes de las barras se han calculado de acuerdo al artículo 49.5 del Código Estructural y quedan reflejados en los planos correspondientes*

## Imperfecciones geométricas

Tipo de elemento	Observaciones
<input checked="" type="checkbox"/> Elementos aislados	<input checked="" type="checkbox"/> Imperfección considerada como una excentricidad (Código estructural Anejo 19, Apartado 5.2 (7.a))  <input type="checkbox"/> Imperfección considerada como una fuerza transversal en la posición del momento máximo (Apartado 5.2 (7.b))
<input type="checkbox"/> Estructuras	<p>El efecto de la inclinación se puede representar por medio de las fuerzas transversales, que deberán incluirse en el análisis junto con el resto de acciones (Apartado 5.2 (8)) sobre:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sistema de arriostramiento</li> <li>• Diafragma de planta</li> <li>• Diafragma de cubierta</li> </ul>

## Diagrama tensión-deformación del hormigón

Diagrama	Descripción
<input type="checkbox"/> Análisis no lineal	Diagrama tensión - deformación para el análisis no lineal según las prescripciones recogidas en el apartado 3.1.5 del Anejo 19.
<input checked="" type="checkbox"/> Parábola - Rectángulo	<i>Diagrama tensión-deformación para el cálculo de secciones transversales, siguiéndose las prescripciones recogidas en el punto (1) del apartado 3.1.5 del Anejo 19.</i>
<input type="checkbox"/> Bilineal	Diagrama tensión - deformación para el cálculo de secciones transversales, siguiéndose las prescripciones recogidas en el punto (2) del apartado 3.1.5 del Anejo 19.
<input type="checkbox"/> Distribución rectangular	Se puede emplear una distribución rectangular de secciones para el cálculo de secciones transversales, siguiéndose las prescripciones recogidas en el punto (3) del apartado 3.1.5 del Anejo 19.
<input type="checkbox"/> Otro diagrama simplificado	Se puede emplear otro diagrama simplificado que garantice el mismo nivel de seguridad. Especificar detalles en caso de su utilización.

## Diagrama tensión- deformación del acero para armar

Tipo de armadura	Cláusulas
<input checked="" type="checkbox"/> Pasivas	<i>Se debe garantizar el cumplimiento de las prescripciones recogidas en el apartado 3.2 del Anejo 19 del Código Estructural.</i>
<input type="checkbox"/> Activas	Se deberá garantizar el cumplimiento de las prescripciones recogidas en el apartado 3.3 del Anejo 19
Diagrama	Descripción
<input checked="" type="checkbox"/> Bilineal con rama horizontal	<i>Diagrama tensión-deformación del acero para armar según las prescripciones recogidas en el apartado 3.2.7 del Anejo 19, con una rama horizontal superior. Sin necesidad de comprobar el límite de deformación.</i>
<input type="checkbox"/> Bilineal con rama inclinada	Diagrama tensión - deformación del acero para armar según las prescripciones recogidas en el apartado 3.2.7 del Anejo 19, con una rama superior inclinada. El límite de deformación y la tensión máxima deben comprobarse, y situarse dentro de los valores máximos establecidos en el punto (2) a. del mencionado apartado.

## Análisis Estructural

Tipo de análisis	Descripción
<input checked="" type="checkbox"/> Elástico lineal	<p>Son de aplicación las prescripciones del apartado 5.4 del anejo 19. Se puede realizar un cálculo basado en la teoría de la elasticidad para el cálculo de elementos en ELU y ELS. La determinación de los efectos de las acciones se puede realizar suponiendo:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>Secciones fisuradas</li> <li>Diagrama de tensión – deformación lineal y</li> <li>Valor medio del módulo de elasticidad</li> </ol>

	Si existieran acciones térmicas, asientos diferenciales o retracción, consultar el punto (3) del apartado 5.4.	
<input type="checkbox"/> Elástico lineal con redistribuciones limitadas	Son de aplicación las prescripciones del apartado 5.5 del anejo 19. Se podrá aplicar en el análisis de los elementos estructurales para el cálculo de ELU. El momento calculado en ELU utilizando el análisis elástico lineal, puede redistribuirse siempre que la distribución resultante de momentos permanezca en equilibrio con las cargas aplicadas. Consideraciones específicas para algunos elementos: <ul style="list-style-type: none"> <li>i. Vigas continuas y losas. Seguir las observaciones del punto (4) del apartado 5.5.</li> <li>ii. Pilares. Se emplearán los momentos elásticos de la acción de la estructura sin redistribución alguna.</li> </ul>	
<input type="checkbox"/> Plástico	Son de aplicación las prescripciones del apartado 5.6 del anejo 19, incluyendo modelos de bielas y tirantes. Estos métodos se emplearán exclusivamente para comprobaciones ELU, y garantizando que la ductilidad de las secciones críticas sea suficiente para que se forme el mecanismo previsto. El análisis plástico puede basarse en uno de los siguientes métodos: <ul style="list-style-type: none"> <li>i. Límite inferior (estático)</li> <li>ii. Límite superior (cinemático)</li> </ul> Se deberán cumplir las condiciones indicadas para el análisis plástico de vigas, estructuras y losas (apartado 5.6.2), la capacidad de giro (apartado 5.6.3) y los modelos de bielas y tirantes (apartado 5.6.4).	
<input type="checkbox"/> No lineal	Son de aplicación las prescripciones del apartado 5.7 del anejo 19. Estos métodos se podrán emplear tanto para comprobaciones ELU como ELS, siempre que se cumpla el equilibrio y la compatibilidad, además de suponer un comportamiento no lineal adecuado de los materiales. El análisis puede ser de 1º orden o 2º orden.	
Tipo de efectos	Descripción	
<input checked="" type="checkbox"/> Efectos de 1º orden	<i>Se han ignorado los efectos de segundo orden en el cálculo de pilares, dado que se trata de elementos de edificación y se ha comprobado que no se exceden los valores límites indicados en el apartado 5.8.6(2):</i>	
	<input checked="" type="checkbox"/> Elementos aislados	<i>La esbeltez del elemento (<math>\lambda</math>) es inferior a la esbeltez límite (<math>\lambda_{lim}</math>) calculada, conforme a los apartados 5.8.3.1 y 5.8.3.2.</i>
	<input type="checkbox"/> Elementos no aislados	La carga vertical total ( $F_{V,Ed}$ ), en elementos arriostrados y en elementos de arriostramiento, es inferior al valor límite indicado en la ecuación 5.18 (apartado 5.8.3.3).
<input type="checkbox"/> Efectos de 2º orden	Se han tenido en cuenta porque se puede afectar de forma significativa a la estabilidad global de la estructura, así como el cumplimiento del ELU en secciones críticas, y se superan los límites indicados en el apartado 5.8.6(2). Indicar el procedimiento empleado en su consideración.	
	<input type="checkbox"/> Método general	Son de aplicación las prescripciones del apartado 5.8.6 del anejo 19. Se basa en el análisis no lineal, incluyendo la no linealidad de la geometría, y se aplicarán las reglas generales definidas en 5.7. Puede emplearse también en el cálculo de flexión esviada (apartado 5.8.9 del anejo 19).
	<input type="checkbox"/> Método simplificado basado en la rigidez nominal	Son de aplicación las prescripciones del apartado 5.8.7 del anejo 19. Puede utilizarse para elementos aislados y estructuras completas, si los valores de la rigidez nominal se estiman de forma apropiada.
	<input type="checkbox"/> Método simplificado basado en la curvatura nominal	Son de aplicación las prescripciones del apartado 5.8.8 del anejo 19. Es más adecuado para elementos aislados. Se puede emplear también en estructuras completas si se utilizan hipótesis realistas de la distribución de la curvatura.

### Estados Límite Último (ELU) y Estados Límite de Servicio (ELS)

Las verificaciones de elementos de hormigón se llevan a cabo siguiendo el método de los estados límite, y atendiendo a las prescripciones recogidas a tal efecto en el apartado 6 del Anejo 18 del Código Estructural.

#### Estados Límite Últimos (ELU)

ELU	Apartado Anejo 19	Elementos
<input checked="" type="checkbox"/> Flexión simple o compuesta (solicitaciones normales)	6.1	<input checked="" type="checkbox"/> Vigas <input checked="" type="checkbox"/> Pilares <input checked="" type="checkbox"/> Zapatas <input type="checkbox"/> Losas <input type="checkbox"/> Otros:
<input checked="" type="checkbox"/> Esfuerzo cortante	6.2.1 a 6.2.3	<input checked="" type="checkbox"/> Vigas <input checked="" type="checkbox"/> Pilares <input checked="" type="checkbox"/> Zapatas <input type="checkbox"/> Losas <input type="checkbox"/> Otros:
<input type="checkbox"/> Esfuerzo rasante	6.2.4 y 6.2.5	<input type="checkbox"/> Entre el alma y alas en los elementos: <input type="checkbox"/> Entre hormigones de diferentes edades en los elementos:
<input type="checkbox"/> Torsión	6.3	
<input checked="" type="checkbox"/> Punzonamiento	6.4	<input checked="" type="checkbox"/> Zapatas aisladas <input type="checkbox"/> Vigas de cimentación <input type="checkbox"/> Losas de cimentación <input type="checkbox"/> Losas macizas <input type="checkbox"/> Losas reticulares con áreas macizas en los pilares
<input type="checkbox"/> Bielas y tirantes	6.5	Se pueden utilizar en las zonas donde exista una distribución no lineal de deformaciones (apoyos, junto a zonas de concentración de cargas o tensiones planas). Indicar los elementos donde se han comprobado: <input type="checkbox"/> Elementos:
<input type="checkbox"/> Fatiga	6.8	Se realiza únicamente en casos especiales, cuando haya estructuras y elementos estructurales que vayan a estar sometidos a ciclos de carga de forma regular como: <input type="checkbox"/> Vigas carril para grúas <input type="checkbox"/> Puentes expuestos a elevadas cargas de tráfico <input type="checkbox"/> Otros:

## Estados Límite de Servicio (ELS)

ELS	Apartado 19	Anejo	Descripción e información		
<input checked="" type="checkbox"/> Limitación de tensiones	7.2		<p><i>Se limita la tensión de compresión en el hormigón para evitar la fisuración longitudinal, la microfisuración o altos niveles de fluencia.</i></p> <p><i>Se limitan las tensiones de tracción en la armadura para evitar deformaciones anelásticas, así como niveles de fisuración y deformación inadmisibles.</i></p>		
<input checked="" type="checkbox"/> Control de la fisuración	7.3	Clase de exposición	Abertura máxima de la fisura permitida, $w_{max}$ (mm)		
			Hormigón armado	Hormigón pretensado	
		XC1	0,4	No aplica	
		XC2	0,3	No aplica	
		Elemento	Control de la fisuración		
			Sí (Área mínima según 7.3.2)	No (Limitación separaciones y diámetros según 7.3.3)	
			Vigas	Cumple	No aplica
Pilares	Cumple	No aplica			
Zapatas	Cumple	No aplica			
<input checked="" type="checkbox"/> Control de deformaciones	7.4	<p><i>Este apartado determina pautas generales relativas a la comprobación y aporta los siguientes valores límite a modo orientativo, y en ningún caso prescriptivo:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><i>(Longitud del vano / 250) para el caso de flechas en vigas, losas o voladizos bajo una combinación cuasi-permanente de cargas.</i></li> <li><i>(Longitud del vano / 500) para el caso de deformaciones diferidas bajo una combinación cuasi-permanente de cargas.</i></li> </ul>			
		Método de control de la deformación			
		Limitación de la relación luz - canto	Comparación con una deformación calculada		
		<input checked="" type="checkbox"/> Se comprueba que la relación luz – canto del elemento sea inferior al valor máximo obtenido según 7.4.2	<input type="checkbox"/> Se calcula la deformación máxima sufrida por el elemento, según el apartado 7.4.3, y se comprueba con el valor máximo fijado.  <input type="checkbox"/> Límites de flecha considerados:		

# Anejo de cálculo Estructuras de Hormigón Armado

**Código Estructural**

**Estructuras de Hormigón Armado**

## VIGA XX - SECCION CENTRAL

**Geometría**

<b>Dimensiones:</b>	40 x 27 cm
<b>Luz libre:</b>	4,3 m
<b>Recubrimiento geométrico superior:</b>	3 cm
<b>Recubrimiento geométrico inferior:</b>	3 cm
<b>Recubrimiento geométrico lateral:</b>	3 cm
<b>Tamaño máximo de árido:</b>	15 mm

**Materiales**

<b>Hormigón:</b>	HA-25, $\gamma_c=1,5$
<b>Acero:</b>	B 400-S, $\gamma_s=1,15$

**Armadura**

<b>Armadura superior:</b>	3Ø10
<b>Armadura inferior:</b>	2Ø12 + 3Ø10
<b>Estribos:</b>	Ø8 / c15 cm

### ARMADURA MÍNIMA Y MÁXIMA: (Código Estructural, Art. A19.9.2.1)

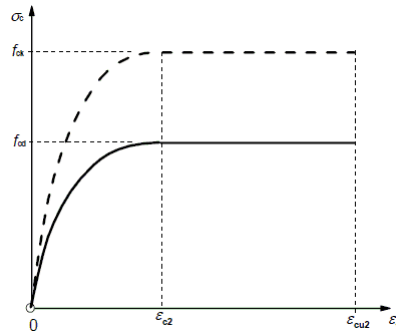
El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ :			
$A_s \geq A_{s,min}$	<i>Cumple</i>		
Donde:			
$A_s$ : Área total de la armadura de tracción.	$A_s$ :	4,62	cm <sup>2</sup>
$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ct,m,fl}}{z \cdot f_{yd}}$	$A_{s,min}$ :	2,33	cm <sup>2</sup>
Siendo:			
$z$ : Brazo mecánico de la armadura ( $z = 0,8 \cdot h$ ).	$z$ :	216	mm
$W$ : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.	$W$ :	4860	cm <sup>3</sup>
$f_{ct,m,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.	$f_{ct,m,fl}$ :	3,41	MPa
$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.	$f_{yd}$ :	347,83	MPa

El área de la armadura longitudinal de tracción o compresión no debe superar fuera de las zonas de solape a $A_{s,máx}$ :			
$A_s \leq A_{s,máx}$	<i>Cumple</i>		
$A_s$ Área total de la armadura de tracción.	$A_s$ :	4,62	cm <sup>2</sup>
$A_{s,máx}$ Área máxima de las armaduras de tracción y compresión ( $0,04 \cdot A_c$ ).	$A_{s,máx}$ :	43,2	cm <sup>2</sup>
$A_c$ Área total de la sección de hormigón.	$A_c$ :	1080	cm <sup>2</sup>

**ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES: (Código Estructural, Art. A19.6.1)**

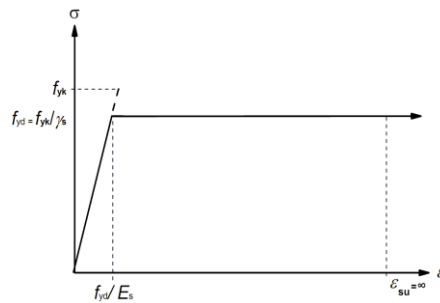
**Diagramas de cálculo tensión-deformación del hormigón y del acero:**

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón:



$\epsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última del hormigón (Tabla A19.3.1).	$\epsilon_{cu2}$ :	0,0035	
$\epsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima del hormigón (Tabla A19.3.1).	$\epsilon_{c2}$ :	0,0020	
$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	$f_{cd}$ :	16,67	MPa

El diagrama de cálculo para el acero (Art. A19.3.2, Figura A19.3.8):



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última del acero, conforme al Art. A19.3.2.7(2.b).	$\epsilon_{su}$ :	0,01	
$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.	$f_{yd}$ :	347,83	MPa

**Comprobación a flexión simple o compuesta:**

Se debe cumplir:

$$\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2} \leq \sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de cálculo.	$N_{Ed}$ :	---	kN
$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.	$M_{Ed,x}$ :	32,86	kN·m
	$M_{Ed,y}$ :	---	kN·m
$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.	$N_{Rd}$ :	---	kN
$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.	$M_{Rd,x}$ :	34,62	kN·m
	$M_{Rd,y}$ :	---	kN·m

Posición	Barra	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
Armadura superior	$\emptyset 10$	-159.00	94.00	-31.28	-0.000156
	$\emptyset 10$	0.00	94.00	-31.28	-0.000156
	$\emptyset 10$	159.00	94.00	-31.28	-0.000156
Armadura inferior	$\emptyset 10$	159.00	-94.00	-347.83	-0.009950
	$\emptyset 12$	79.50	-93.00	-347.83	-0.009898
	$\emptyset 10$	0.00	-94.00	-347.83	-0.009950
	$\emptyset 12$	-79.50	-93.00	-347.83	-0.009898
	$\emptyset 10$	-159.00	-94.00	-347.83	-0.009950

	Resultante (kN)	$e_x$ (mm)	$e_y$ (mm)
Cc	168.00	0.00	120.78
Cs	0.00	0.00	0.00
T	168.00	0.00	-85.28

Siendo:

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$	$N_{Rd}$ :	---	kN
$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$	$M_{Rd,x}$ :	34,62	kN·m
$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$	$M_{Rd,y}$ :	---	kN·m
<b>C<sub>c</sub></b> : Resultante de compresiones en el hormigón.	<b>C<sub>c</sub></b> :	168	kN
<b>C<sub>s</sub></b> : Resultante de compresiones en el acero.	<b>C<sub>s</sub></b> :	---	kN
<b>T</b> : Resultante de tracciones en el acero.	<b>T</b> :	168	kN
<b>e<sub>cc</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cc,x</sub></b> :	--	mm
	<b>e<sub>cc,y</sub></b> :	120,78	mm
<b>e<sub>cs</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cs</sub></b> :	---	mm
<b>e<sub>T</sub></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>T,x</sub></b> :	---	mm
	<b>e<sub>T,y</sub></b> :	-85,28	mm
<b><math>\epsilon_{cmax}</math></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	<b><math>\epsilon_{cmax}</math></b> :	0,002	
<b><math>\epsilon_{smax}</math></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	<b><math>\epsilon_{smax}</math></b> :	0,01	
<b><math>\sigma_{cmax}</math></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	<b><math>\sigma_{cmax}</math></b> :	16,66	MPa
<b><math>\sigma_{smax}</math></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	<b><math>\sigma_{smax}</math></b> :	347,83	MPa

### Separación entre barras: (Código Estructural, Art. A19.8.2)

La distancia libre $s_b$ entre barras o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a $s_{min}$ :			
	<i>Cumple</i>		
Donde:			
<b>S<sub>b</sub></b> : Separación entre barras	<b>S<sub>b</sub></b> :	42	mm
<b>s<sub>min</sub></b> : Valor máximo de $s_1, s_2, s_3$ .	<b>s<sub>min</sub></b> :	20	mm
	<b>s<sub>1</sub></b> :	12	mm
$s_2 = 1,25 \cdot d_g$	<b>s<sub>2</sub></b> :	19	mm
$s_3 = 20 \text{ mm}$	<b>s<sub>3</sub></b> :	20	mm
Siendo:			
<b><math>\emptyset_{max}</math></b> : Diámetro máximo de la armadura.	<b><math>\emptyset_{max}</math></b> :	12	mm
<b>d<sub>g</sub></b> : Tamaño máximo del árido.	<b>d<sub>g</sub></b> :	15	mm

**ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE: (Código Estructural, Art. A19.6.2 y A19.9.2.2)**

Se debe cumplir:			
$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$	<i>Cumple</i>		
Donde:			
$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	$V_{Ed}$ :	58,49	kN
$V_{Rd,max}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.	$V_{Rd,max}$ :	408,6	kN
$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	$V_{Edy}$ :	58,49	kN
$V_{Rd,s}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.	$V_{Rd,s}$ :	65,73	kN

**Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma:**

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión ( Art. A19.6.2.3(3)):

$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$	$V_{Rd,max}$ :	408,6	kN
$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.	$\alpha_{cw}$ :	1	
$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	$f_{cd}$ :	16,67	MPa
$b_w$ : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.	$b_w$ :	400	mm
$z$ : Brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado ( $z = 0,9 \cdot d$ ).	$z$ :	204,3	mm
$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.	$v_1$ :	0,6	
$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.	$\alpha$ :	90	grados
$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	$\theta$ :	45	grados

**Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma:**

El esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$	$V_{Rd,s}$ :	65,73	kN
Donde:			
$A_{sw}$ : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.	$A_{sw}$ :	1,51	cm <sup>2</sup>
$s$ : Separación entre estribos.	$s$ :	150	mm
$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.	$z$ :	204,3	mm
$f_{ywd} = 0,8 \cdot f_{ywk}$	$f_{ywd}$ :	320	MPa
$f_{ywk}$ : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.	$f_{ywk}$ :	400	MPa
$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.	$\alpha$ :	90	grados
$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	$\theta$ :	45	grados

**Separación máxima entre estribos: (Código Estructural, Art. A19.9.2)**

La separación longitudinal máxima entre armaduras de cortante debe cumplir (Art. A19.9.2.2):

$s \leq s_{l,max}$	<i>Cumple</i>		
Donde:			
$s$ : Separación entre estribos.	$s$ :	150	mm
$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$	$s_{l,max}$ :	170	mm

<b>d:</b> Canto útil de la sección.	<b>d:</b>	227	mm
<b>α:</b> Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.	<b>α:</b>	90	grados
La separación transversal entre ramas de armaduras transversales debe cumplir (Art. A19.9.2.2(8)):			
$S_{t,trans} \leq S_{t,max}$	Cumple		
Donde:			
<b>S<sub>t,trans</sub>:</b> Separación transversal entre ramas del estribo.	<b>S<sub>t,trans</sub>:</b>	157,5	mm
$S_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 600\text{mm}$	<b>S<sub>t,max</sub>:</b>	170	mm
<b>d:</b> Canto útil de la sección.	<b>d:</b>	227	mm

### Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal: Art. A19.9.2.2(5)

La cuantía mecánica de la armadura transversal debe cumplir::			
$\rho_w \geq \rho_{w,min}$	Cumple		
Donde:			
$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$	<b>ρ<sub>w</sub>:</b>	0,0025	
<b>A<sub>sw</sub>:</b> Área de las armaduras de refuerzo a cortante.	<b>A<sub>sw</sub>:</b>	1,51	cm <sup>2</sup>
<b>s:</b> Separación entre estribos.	<b>s:</b>	150	mm
<b>b<sub>w</sub>:</b> Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Art. A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5	<b>b<sub>w</sub>:</b>	400	mm
<b>α:</b> Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.	<b>α:</b>	90	grados
$\rho_{w,min} = \frac{(0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$	<b>ρ<sub>w,min</sub>:</b>	0,0010	
<b>f<sub>ctm</sub>:</b> Resistencia media a tracción. $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	<b>f<sub>ctm</sub>:</b>	2,56	MPa
<b>f<sub>ck</sub>:</b> Resistencia característica a compresión del hormigón.	<b>f<sub>ck</sub>:</b>	25	MPa
<b>f<sub>yk</sub>:</b> Resistencia característica del acero.	<b>f<sub>yk</sub>:</b>	400	MPa

### CONTROL DE LA FISURACIÓN: (Código Estructural, Art. A19.7.3)

#### Cálculo del ancho de fisura: Cara inferior (Código Estructural, Art. A19.7.3.4)

Se debe satisfacer:			
$W_k \leq W_{max}$	Cumple		
Donde:			
<b>W<sub>max</sub>:</b> Abertura máxima de fisura definida en la tabla A19.7.1N.	<b>W<sub>max</sub>:</b>	0,4	mm
<b>Clase de exposición:</b>	XC1		
<b>W<sub>k</sub>:</b> Abertura de fisura.	<b>W<sub>k</sub>:</b>	0,188	mm
$W_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$			
Siendo:			
<b>S<sub>r,max</sub>:</b> Separación máxima entre fisuras.	<b>S<sub>r,max</sub>:</b>	288,5	mm
$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\sigma}{\rho_{p,eff}}$			
<b>c:</b> Recubrimiento de las armaduras traccionadas.	<b>c:</b>	36	mm
<b>k<sub>1</sub>:</b> Coeficiente que tiene en cuenta la capacidad de adherencia de la armadura.	<b>k<sub>1</sub>:</b>	0,8	
<b>k<sub>2</sub>:</b> Coef. que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal.	<b>k<sub>2</sub>:</b>	0,498	
$k_2 = \frac{\sigma_{ctm}}{f_{ctm,fl}}$			

$\sigma_{ctm}$ : Tensión media de tracción del área de hormigón en la sección no fisurada (estado I).	$\sigma_{ctm}$ :	1,7	MPa
$\sigma_{ctm} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$			
$F_{ct}$ : Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).	$F_{ct}$ :	90,11	kN
$A_{ct}$ : Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).	$A_{ct}$ :	53097	mm <sup>2</sup>
$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.	$f_{ctm,fl}$ :	3,41	MPa
$k_3$ : Coeficiente adimensional.	$k_3$ :	3,4	
$k_4$ : Coeficiente adimensional.	$k_4$ :	0,425	
$\emptyset$ : Diámetro de la barra traccionada o diámetro equivalente en el caso de una sección con varios diámetros.	$\emptyset$ :	10,89	mm
$\emptyset = \frac{\sum_{i=1}^n \emptyset_i^2}{\sum_{i=1}^n \emptyset_i}$			
$\emptyset_i$ : Diámetro de la barra traccionada con índice 'i'.			
$\rho_{p,eff}$ : Relación entre el área de la armadura traccionada y el área eficaz de hormigón sometido a tracción.	$\rho_{p,eff}$ :	0,01	
$\rho_{p,eff} = \frac{\sum A_s}{\sum A_{c,eff}}$			
$\sum A_{c,eff}$ : Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).	$\sum A_{c,eff}$ :	41655	mm <sup>2</sup>
$\sum A_s$ : Área de la armadura de tracción.	$\sum A_s$ :	461,8	mm <sup>2</sup>
El cálculo de $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ correspondiente a la barra crítica es el siguiente:			
$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ :	0,00065	
Donde:			
$\epsilon_{sm}$ : Deformación media en la armadura bajo la correspondiente combinación de cargas, incluyendo el efecto de las deformaciones impuestas y teniendo en cuenta los efectos de la rigidez a tracción.			
$\epsilon_{cm}$ : Deformación media en el hormigón entre las fisuras.			
$E_s$ : Módulo de deformación longitudinal del acero.	$E_s$ :	20000 0	MPa
$k_t$ : Coeficiente que depende de la duración de la carga.	$k_t$ :	0,4	
$\sigma_s$ : Tensión en la armadura de tracción calculada considerando la sección fisurada.	$\sigma_s$ :	216,98	MPa
$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.	$f_{ctm,fl}$ :	3,41	MPa
$\rho_{p,eff}$ : Relación entre el área de la armadura traccionada y el área eficaz de hormigón sometido a tracción.	$\rho_{p,eff}$ :	0,01	
$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$			
$A_{c,eff}$ : Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).	$A_{c,eff}$ :	7790	mm <sup>2</sup>
$A_s$ : Área de la armadura de tracción.	$A_s$ :	78,54	mm <sup>2</sup>
$\alpha_e$ : Relación entre el módulo de elasticidad de la armadura pasiva y el módulo de elasticidad secante del hormigón.	$\alpha_e$ :	6,35	
$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$			
$E_{cm}$ : Módulo de elasticidad secante del hormigón.	$E_{cm}$ :	31476	MPa

### Área mínima de armadura para evitar la fisuración: (Código Estructural, Art. A19.7.3.2)

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

$\sigma_{sr} < f_{yk}$	<i>Cumple</i>
------------------------	---------------

Donde:			
$\sigma_s$ : Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.	$\sigma_s$ :	<i>185,38</i>	MPa
$f_{yk}$ : Valor característico del límite elástico de la armadura pasiva.	$f_{yk}$ :	<i>400</i>	MPa
$N_{td}$ : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).	$N_{td}$ :	<i>0</i>	kN
$M_{td,x}$ : Momento flector alrededor del eje 'X'.	$M_{td,x}$ :	<i>0</i>	kN·m
$M_{td,y}$ : Momento flector alrededor del eje 'Y'.	$M_{td,y}$ :	<i>17,79</i>	kN·m

### CONTROL DE DEFORMACIONES (Código Estructural, Art. A19.7.4)

Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq L/350$	A plazo infinito (Cuasipermanente) $f_{T,max} \leq \text{Mín} (L/300, L/500+10 \text{ mm})$	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq L/400$	Estado
<i>1,07 mm ≤ 11,57 mm</i>	<i>4,20 mm ≤ 13,50 mm</i>	<i>3,33 mm ≤ 10,13 mm</i>	<i>Cumple</i>

**PILAR XX - TRAMO XX**
**Geometría**

<b>Dimensiones:</b>	30 x 30 cm
<b>Altura libre:</b>	2,58 m
<b>Recubrimiento geométrico:</b>	3,0 cm
<b>Tamaño máximo de árido:</b>	15 mm
<b>Longitud de pandeo plano XZ:</b>	2,58 m
<b>Longitud de pandeo plano YZ:</b>	2,58 m

**Materiales**

<b>Hormigón:</b>	HA-25, $\gamma_c=1.5$
<b>Armadura longitudinal:</b>	B 400-S, $\gamma_s=1.15$
<b>Armadura transversal:</b>	B 400-S, $\gamma_s=1.15$

**Armadura**

<b>Armadura longitudinal:</b>	4Ø12 mm
<b>Armadura transversal:</b>	1Ø6; Separación: 15 cm

**ARMADURA MÍNIMA Y MÁXIMA: (Código Estructural, Art. A19.9.5.2)**

El área total de la armadura longitudinal $A_s$ no debe ser inferior a $A_{s,min}$ :			
$A_s \geq A_{s,min}$	Cumple		
Donde:			
$A_s$ : Área de la armadura longitudinal.	$A_s$ :	4,52	cm <sup>2</sup>
$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$	$A_{s,min}$ :	3,60	cm <sup>2</sup>
$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.	$A_c$ :	900	cm <sup>2</sup>
El área de la armadura longitudinal $A_s$ no debe superar $A_{s,max}$ :			
$A_s \leq A_{s,max}$	Cumple		
Donde:			
$A_s$ : Área de la armadura longitudinal.	$A_s$ :	4,52	cm <sup>2</sup>
$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$	$A_{s,max}$ :	43,13	cm <sup>2</sup>
$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.	$A_c$ :	900	cm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.	$f_{yd}$ :	347,83	MPa
$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	$f_{cd}$ :	16,67	MPa
El área total de la armadura longitudinal $A'_s$ no debe ser menor que $A_{s,min}$ :			
$A'_s \geq A_{s,min}$	Cumple		
Donde:			
$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.	$A'_s$ :	4,52	cm <sup>2</sup>
$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$	$A_{s,min}$ :	0,32	cm <sup>2</sup>
$N_{Ed}$ : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.	$N_{Ed}$ :	111,24	kN
$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.	$f_{yd}$ :	347,83	MPa

**ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES: (Código Estructural, Art. A19.6.1):**

Se debe cumplir:			
$\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2} \leq \sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}$	Cumple		
Donde:			
$N_{Ed}, M_{Ed}$ son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según A19.6.1(4):			
$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.	$N_{Ed}$ :	111,24	kN

<b>M<sub>Ed</sub></b> : Momento de cálculo de primer orden.	<b>M<sub>Ed,x</sub></b> : -7,07	kN·m
	<b>M<sub>Ed,y</sub></b> : -5,71	kN·m
N <sub>Rd</sub> , M <sub>Rd</sub> son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección		
<b>N<sub>Rd</sub></b> : Axil de agotamiento.	<b>N<sub>Rd</sub></b> : 745,05	kN
<b>M<sub>Rd</sub></b> : Momentos de agotamiento.	<b>M<sub>Rd,x</sub></b> : -47,36	kN·m
	<b>M<sub>Rd,y</sub></b> : -38,27	kN·m
Donde:		
<b>e<sub>e</sub></b> : Excentricidad de primer orden. Se calcula según Art. A19.6.1(4).	<b>e<sub>e,x</sub></b> : -51,37	mm
	<b>e<sub>e,y</sub></b> : -63,57	mm
e <sub>e,x</sub> = e <sub>o,x</sub> e <sub>e,y</sub> = e <sub>o,y</sub>		
<b>En el eje x:</b>		
<b>e<sub>min</sub></b> = $\frac{h}{30} < 20$ mm	<b>e<sub>min</sub></b> : 20	mm
<b>h</b> : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.	<b>H</b> : 300	mm
<b>e<sub>o</sub></b> = $\frac{M_d}{N_d}$	<b>e<sub>o</sub></b> : -63,57	mm
<b>M<sub>d</sub></b> : Momento de cálculo de primer orden.	<b>M<sub>d</sub></b> : -7,07	kN·m
<b>N<sub>d</sub></b> : Esfuerzo normal de cálculo.	<b>N<sub>d</sub></b> : 111,24	kN
<b>En el eje y:</b>		
<b>e<sub>min</sub></b> = $\frac{h}{30} < 20$ mm	<b>e<sub>min</sub></b> : 20	mm
<b>h</b> : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.	<b>H</b> : 300	mm
<b>e<sub>o</sub></b> = $\frac{M_d}{N_d}$	<b>e<sub>o</sub></b> : -51,37	mm
<b>M<sub>d</sub></b> : Momento de cálculo de primer orden.	<b>M<sub>d</sub></b> : -5,71	kN·m
<b>N<sub>d</sub></b> : Esfuerzo normal de cálculo.	<b>N<sub>d</sub></b> : 111,24	kN

### COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE INESTABILIDAD: (Código Estructural Art. A19 5.8.3)

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, al ser la esbeltez mecánica del soporte $\lambda$ inferior a la esbeltez límite inferior $\lambda_{lim}$ indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.		
$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$	<b><math>\lambda</math></b> :	29,79
Donde:		
<b>l<sub>0</sub></b> : Longitud de pandeo del pilar	<b>l<sub>0</sub></b> :	2,58 m
<b>i<sub>c</sub></b> : Radio de giro de la sección de hormigón.	<b>i<sub>c</sub></b> :	8,66 cm
<b>A<sub>c</sub></b> : Área total de la sección de hormigón.	<b>A<sub>c</sub></b> :	900 cm <sup>2</sup>
<b>I</b> : Inercia.	<b>I</b> :	67500 cm <sup>4</sup>
$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$	<b><math>\lambda_{inf}</math></b> :	41,89
Siendo:		
<b>A</b> = $1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$	<b>A</b> :	0,74
<b><math>\varphi_{ef}</math></b> : Coeficiente de fluencia eficaz.	<b><math>\varphi_{ef}</math></b> :	1,8
<b>B</b> = $\sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$	<b>B</b> :	1,1
$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$	<b><math>\omega</math></b> :	0,1
<b>A<sub>s</sub></b> : Área total de refuerzo longitudinal.	<b>A<sub>s</sub></b> :	4,52 cm <sup>2</sup>
<b>A<sub>c</sub></b> : Área total de la sección de hormigón.	<b>A<sub>c</sub></b> :	90 cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>yd</sub></b> : Límite elástico de la armadura.	<b>f<sub>yd</sub></b> :	347,83 MPa
<b>f<sub>cd</sub></b> : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	<b>f<sub>cd</sub></b> :	16,67 MPa

$C = 0.7$	<b>C:</b> 0,70	
$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$	<b>n:</b> 0,07	
<b>N<sub>Ed</sub></b> : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.	<b>N<sub>Ed</sub></b> : 111,24	kN

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

Barra	Designación	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø12	+9,45	+0,000047
2	Ø12	-17,20	-0,000086
3	Ø12	+15,00	+0,000075
4	Ø12	+41,65	+0,000208

	Resultante (kN)	e <sub>x</sub> (mm)	e <sub>y</sub> (mm)
C <sub>c</sub>	105,71	-47,90	-59,45
C <sub>s</sub>	7,48	-58,98	-77,13
T	1,95	108,00	108,00

$N_{Ed} = C_c + C_s - T$	<b>N<sub>Ed</sub></b> : 111,24	kN
$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$	<b>M<sub>Ed,x</sub></b> : -7,07	kN·m
$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$	<b>M<sub>Ed,y</sub></b> : -5,71	kN·m
Donde:		
<b>C<sub>c</sub></b> : Resultante de compresiones en el hormigón.	<b>C<sub>c</sub></b> : 105,71	kN
<b>C<sub>s</sub></b> : Resultante de compresiones en el acero.	<b>C<sub>s</sub></b> : 7,48	kN
<b>T</b> : Resultante de tracciones en el acero.	<b>T</b> : 1,95	kN
<b>e<sub>cc</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cc,x</sub></b> : -47,90	mm
	<b>e<sub>cc,y</sub></b> : -59,45	mm
<b>e<sub>cs</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cs,x</sub></b> : -58,98	mm
	<b>e<sub>cs,y</sub></b> : -77,13	mm
<b>e<sub>T</sub></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>T</sub></b> : 108	mm
<b>ε<sub>cmax</sub></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>ε<sub>cmax</sub></b> : 0,0003	
<b>ε<sub>smax</sub></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	<b>ε<sub>smax</sub></b> : 0,0001	
<b>σ<sub>cmax</sub></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>σ<sub>cmax</sub></b> : 4,13	MPa
<b>σ<sub>smax</sub></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	<b>σ<sub>smax</sub></b> : 17,20	MPa

### Diámetro mínimo y separación entre barras (Código Estructural, Art. A19.8.2 y A19.9.5)

La distancia libre $s_b$ entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a $s_{min}$ (Art. A19.8.2(2)):		
$s_b \geq s_{min}$	Cumple	
Donde:		
<b>S<sub>b</sub></b> : Separación entre barras.	<b>S<sub>b</sub></b> : 204	mm
<b>S<sub>min</sub></b> : Valor máximo de $s_1, s_2, s_3$ .	<b>S<sub>min</sub></b> : 20	mm
	<b>s<sub>1</sub></b> : 12	mm
$s_2 = 1,25 \cdot d_g$	<b>s<sub>2</sub></b> : 19	mm
$s_3 = 20$ mm	<b>s<sub>3</sub></b> : 20	mm
Siendo:		
<b>Ø<sub>max</sub></b> : Diámetro máximo de la armadura.	<b>Ø<sub>max</sub></b> : 12	mm
<b>d<sub>g</sub></b> : Tamaño máximo del árido.	<b>d<sub>g</sub></b> : 15	mm

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Art. A19.9.5.2(1)):		
$\phi_{min} \geq 12$ mm	Cumple	

Donde:	$\emptyset_{\min}$ : Diámetro de la barra comprimida más delgada.	$\emptyset_{\min}$ :	12	mm
--------	---	----------------------	----	----

**ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE: (Código Estructural, Art. A19.6.2 y A19.9.2.2)**

Se debe satisfacer:				
$\sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$			Cumple	
Donde:				
V <sub>Ed</sub> : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.			V <sub>Ed,x</sub> :	4,55 kN
			V <sub>Ed,y</sub> :	4,92 kN
V <sub>Rd,max</sub> : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.			V <sub>Rd,max</sub> :	359,65 kN
$\sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$			Cumple	
Donde:				
V <sub>Ed</sub> : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.			V <sub>Ed,x</sub> :	4,55 kN
			V <sub>Ed,y</sub> :	4,92 kN
V <sub>Rd,s</sub> : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.			V <sub>Rd,s</sub> :	63,26 kN

**Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma:**

• **Cortante en la dirección X:**

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene mediante la expresión (Art. A19.6.2.3(3)):				
$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$			V <sub>Rd,max</sub> :	359,65 kN
Donde:				
α <sub>cw</sub> : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.			α <sub>cw</sub> :	1,017
$\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$				
σ <sub>cp</sub> : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.			σ <sub>cp</sub> :	0,28 MPa
$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$				
N <sub>Ed</sub> : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.			N <sub>Ed</sub> :	103,55 kN
A' <sub>s</sub> : Área total de armadura comprimida.			A' <sub>s</sub> :	2,26 cm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub> : Área total de la sección de hormigón.			A <sub>c</sub> :	900 cm <sup>2</sup>
f <sub>yd</sub> : Resistencia de cálculo de la armadura A' <sub>s</sub> .			f <sub>yd</sub> :	347,83 MPa
f <sub>cd</sub> : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.			f <sub>cd</sub> :	16,67 MPa
b <sub>w</sub> : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Art. A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5			b <sub>w</sub> :	300 mm
z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Art. A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5			z:	235,86 mm
v <sub>1</sub> : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.			v <sub>1</sub> :	0,6
f <sub>ck</sub> ≤ 60 MPa → v <sub>1</sub> = 0.6				
α: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.			α:	90 grados
θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.			θ:	45 grados

• **Cortante en la dirección Y:**

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene mediante la expresión (Art. A19.6.2.3(3)):			
$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$	$V_{Rd,max}$ :	359,65	kN
Donde:			
$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.	$\alpha_{cw}$ :	1,017	
$\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$			
$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.	$\sigma_{cp}$ :	0,28	MPa
$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$			
$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.	$N_{Ed}$ :	103,55	kN
$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.	$A'_s$ :	2,26	cm <sup>2</sup>
$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.	$A_c$ :	900	cm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura $A'_s$ .	$f_{yd}$ :	347,83	MPa
$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	$f_{cd}$ :	16,67	MPa
$b_w$ : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Art. A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5	$b_w$ :	300	mm
$z$ : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Art. A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5	$z$ :	235,86	mm
$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.	$v_1$ :	0,6	
$f_{ck} \leq 60$ MPa $\rightarrow v_1 = 0.6$			
$\alpha$ : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.	$\alpha$ :	90	grados
$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	$\theta$ :	45	grados

## Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

### • Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Art. A19.6.2.2(1)):			
$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$	$V_{Rd,c}$ :	47,25	kN
con un valor mínimo de:			
$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	$V_{Rd,c}$ :	63,26	kN
Donde:			
$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$	$C_{Rd,c}$ :	0,12	
$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.	$\gamma_c$ :	1,5	
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$	$K$ :	1,88	
$\rho_l$ : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.	$\rho_l$ :	0,003	
$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$			
$A_{sl}$ : Área de la armadura de tracción. Art. A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3	$A_{sl}$ :	2,26	cm <sup>2</sup>
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.	$f_{ck}$ :	25	MPa
$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión.	$\sigma_{cp}$ :	1,15	MPa
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$			
$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.	$N_{Ed}$ :	103,55	kN
$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.	$A_c$ :	900	cm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	$f_{cd}$ :	16,67	MPa
$b_w$ : Ancho mínimo de la sección.	$b_w$ :	300	mm

<b>d:</b> Canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de flexión.	<b>d:</b> 258	mm
$v_{\min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c}\right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	<b>V<sub>min</sub>:</b> 0,64	MPa

• **Cortante en la dirección Y:**

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Art. A19.6.2.2(1)):		
$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$	<b>V<sub>Rd,s</sub>:</b> 47,25	kN
con un valor mínimo de:		
$V_{Rd,c} = (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	<b>V<sub>Rd,s</sub>:</b> 63,26	kN
Donde:		
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$	<b>C<sub>Rd,c</sub>:</b> 0,12	
$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.	<b><math>\gamma_c</math>:</b> 1,5	
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$	<b>K:</b> 1,88	
$\rho_l$ : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.	<b><math>\rho_l</math>:</b> 0,003	
$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$		
<b>A<sub>sl</sub></b> : Área de la armadura de tracción. Art. A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3	<b>A<sub>sl</sub>:</b> 2,26	cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>ck</sub></b> : Resistencia característica a compresión del hormigón.	<b>f<sub>ck</sub>:</b> 25	MPa
<b><math>\sigma_{cp}</math></b> : Tensión media de compresión.	<b><math>\sigma_{cp}</math>:</b> 1,15	MPa
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$		
<b>N<sub>Ed</sub></b> : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.	<b>N<sub>Ed</sub>:</b> 103,55	kN
<b>A<sub>c</sub></b> : Área total de la sección de hormigón.	<b>A<sub>c</sub>:</b> 900	cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>cd</sub></b> : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	<b>f<sub>cd</sub>:</b> 16,67	MPa
<b>b<sub>w</sub></b> : Ancho mínimo de la sección.	<b>b<sub>w</sub>:</b> 300	mm
<b>d</b> : Canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de flexión.	<b>d:</b> 258	mm
$v_{\min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c}\right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	<b>V<sub>min</sub>:</b> 0,64	MPa

**Diámetro mínimo y separación entre estribos:** (Código Estructural, Art. A19.8.2 y Art. A19.9.5.3)

La separación entre estribos a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,max}$ :		
	<i>Cumple</i>	
Donde:		
<b>s<sub>t</sub></b> : Separación entre estribos	<b>s<sub>t</sub>:</b> 150	mm
<b>s<sub>cl,max</sub></b> : Valor mínimo de s <sub>1</sub> , s <sub>2</sub> , s <sub>3</sub> .	<b>s<sub>cl,max</sub>:</b> 180	mm
$s_1 = 15 \cdot \phi_{\min}$	<b>s<sub>1</sub>:</b> 300	mm
$s_2 = 300$ mm	<b>s<sub>2</sub>:</b> 180	mm
$s_3 = \min(G, h)$	<b>s<sub>3</sub>:</b> 300	mm
<b><math>\phi_{\min}</math></b> : Diámetro de la barra comprimida más delgada.	<b><math>\phi_{\min}</math>:</b> 12	mm
El diámetro de la armadura transversal no debe ser inferior a:		
$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{\max} \geq 6$ mm	<i>Cumple</i>	
Donde:		
<b><math>\phi_{\max}</math></b> : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.	<b><math>\phi_{\max}</math>:</b> 12	mm

**Geometría:**

<b>Dimensiones:</b>	230 x 230 x 50 cm
<b>Profundidad del plano de apoyo:</b>	100 cm
<b>Recubrimiento mecánico armaduras:</b>	50 mm
<b>Tamaño máximo de árido:</b>	40 mm

**Terreno:**

<b>Peso específico:</b>	18 kN/m <sup>3</sup>
<b>Ángulo de rozamiento interno:</b>	35°
<b>Cohesión efectiva</b>	10 kPa
<b>Tensión admisible:</b>	0,15 MPa

**Materiales**

<b>Hormigón:</b>	HA-25, $\gamma_c=1,5$
<b>Acero:</b>	B 400-S, $\gamma_s=1,15$

**Armadura**

<b>Armadura longitudinal:</b>	10Ø16 mm, separados 22,4 cm
<b>Armadura transversal:</b>	10Ø16 mm, separados 22,4 cm

**ESFUERZOS EN EL PLANO DE APOYO DE LA ZAPATA: (CTE SE-AE; CTE SE-C)**

Solicitaciones características:			
<b>N<sub>1k</sub></b> : Esfuerzo vertical característico en el plano de apoyo de la zapata ( $N_1=N+W_z+W_t$ ).	<b>N<sub>1k</sub></b> :	238,7	kN
Siendo:			
<b>N<sub>k</sub></b> : Esfuerzo vertical característico transmitido por el pilar.	<b>N<sub>k</sub></b> :	125	kN
<b>W<sub>z</sub></b> : Peso de la zapata	<b>W<sub>z</sub></b> :	66,1	kN
<b>W<sub>t</sub></b> : Peso del terreno	<b>W<sub>t</sub></b> :	47,6	kN
<b>M<sub>1k</sub></b> : Momento característico en el plano de apoyo de la zapata ( $M_1=M+V \cdot h$ )	<b>M<sub>1k</sub></b> :	102,5	kN·m
Siendo:			
<b>M<sub>k</sub></b> : Momento característico transmitido por el pilar.	<b>M<sub>k</sub></b> :	80	kN·m
<b>V<sub>k</sub></b> : Esfuerzo horizontal característico transmitido por el pilar	<b>V<sub>k</sub></b> :	45	kN
<b>h</b> : Canto de la zapata	<b>h</b> :	0,5	m
<b>V<sub>1k</sub></b> : Esfuerzo horizontal característico en el plano de apoyo de la zapata ( $V_1=V$ )	<b>V<sub>1k</sub></b> :	45	kN
Siendo:			
<b>V<sub>k</sub></b> : Esfuerzo horizontal característico transmitido por el pilar	<b>V<sub>k</sub></b> :	45	kN
Solicitaciones de cálculo:			
<b>N<sub>1d</sub></b> : Esfuerzo vertical de cálculo (mayorado) en el plano de apoyo de la zapata.	<b>N<sub>1d</sub></b> :	334,7	kN
<b>M<sub>1d</sub></b> : Momento de cálculo (mayorado) en el plano de apoyo de la zapata	<b>M<sub>1d</sub></b> :	148,6	kN·m
<b>V<sub>1d</sub></b> : Cortante de cálculo (mayorado) en el plano de apoyo de la zapata	<b>V<sub>1d</sub></b> :	65,2	kN

## COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD: (CTE-SE-C, Art. 4.2.2.1)

### Estabilidad al hundimiento: (CTE-SE-C, Art. 4.2.2.1.1)

Debe verificarse que:		
$q_b \leq \sigma_{adm}$	<i>Cumple</i>	
Siendo:		
$q_b$ : Presión bruta en el plano de apoyo de la zapata ( $q_b = N_{1k} / A_{eq}$ ).	$Q_b$ :	0,072 MPa
$N_{1k}$ : Esfuerzo vertical característico en el plano de apoyo de la zapata	$N_{1k}$ :	238,7 kN
$A_{eq}$ : Área equivalente de la zapata	$A_{eq}$ :	3,31 m <sup>2</sup>
$\sigma_{adm}$ : Presión admisible del terreno.	$\sigma_{adm}$ :	0,15 MPa

### Estabilidad al vuelco: (CTE-SE-C, Art. 4.2.2.1.2)

Debe verificarse que:		
$C_v = \frac{M_{est}}{M_{des}} \geq 2$	<i>Cumple</i>	
Siendo:		
$M_{est}$ : Momento estabilizante frente al vuelco ( $M_{est} = N_{1k} \cdot L/2$ ).	$M_{est}$ :	274,5 kN·m
$N_{1k}$ : Esfuerzo vertical característico en el plano de apoyo de la zapata	$N_{1k}$ :	238,7 kN
$L$ : Longitud de la zapata	$L$ :	2,3 m
$M_{des}$ : Momento desestabilizante ( $M_{1k}$ ).	$M_{des}$ :	102,5 kN·m

### Estabilidad al deslizamiento: (CTE-SE-C, Art. 4.2.2.1.3)

Debe verificarse que:		
$C_d = \frac{F_{est}}{F_{des}} \geq 1,5$	<i>Cumple</i>	
Siendo:		
$F_{est}$ : Fuerza estabilizante frente al deslizamiento ( $F_{est} = N_{1k} \cdot \tan \phi_d + C_d \cdot L \cdot B$ ).	$F_{est}$ :	129,4 kN
$N_{1k}$ : Esfuerzo vertical característico	$N_{1k}$ :	238,7 kN
$\phi_d$ : Ángulo de rozamiento terreno-zapata ( $2/3 \cdot \phi_k$ )	$\phi_d$ :	23,3 grados
$C_d$ : Cohesión efectiva de cálculo del terreno ( $0,5 \cdot C_k$ )	$C_d$ :	5 kPa
$L$ : Longitud de la zapata	$L$ :	2,3 m
$B$ : Ancho de la zapata	$B$ :	2,3 m
$F_{des}$ : Fuerza desestabilizante ( $V_{1k}$ ).	$F_{des}$ :	45 kN

## DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES TRANSMITIDAS AL TERRENO:

Se cumple:		
$e > \frac{L}{6}$	<i>Distribución triangular</i>	
Siendo:		
$e$ : Excentricidad de cálculo ( $e = M_{1d} / N_{1d}$ )	$e$ :	0,44 m
	$L/6$ :	0,38 m
$\sigma_{m\acute{a}x}$ : Tensión máxima transmitida por la zapata al terreno	$\sigma_{m\acute{a}x}$ :	137,4 kPa
$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{4}{3} \cdot \left[ \frac{N_{1d}}{(L - 2e) \cdot B} \right]$		
$c$ : Longitud de aplicación de las tensiones	$c$ :	2,12 m
$c = 1,5 \cdot (L - 2e)$		

**Cálculo a flexión: (Código Estructural, Art. A19.6.1)**

• **Armadura longitudinal:**

$L_{1x}$ : Sección de referencia para la comprobación a flexión:	$L_{1x}$ :	1,00	m
$\sigma_{s1x}$ : Tensión del terreno bajo la sección de referencia:	$\sigma_{s1x}$ :	72,6	kPa
$M_{S1xd}$ : Momento de cálculo en la sección de referencia	$M_{S1xd}$ :	133,18	kN·m
$U_{S1x}$ : Capacidad mecánica de la armadura longitudinal	$U_{S1x}$ :	298,54	kN
$A_{1x}$ : Área de la armadura longitudinal necesaria	$A_{1x}$ :	8,58	cm <sup>2</sup>
<u>Cuantía mínima y máxima de armado (Código Estructural, Art. A19.9.2.1.1):</u>			
$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ct,m,fl}}{z \cdot f_{yd}}$	$A_{s,min}$ :	19,42	cm <sup>2</sup>
$z$ : Brazo mecánico de la armadura ( $z = 0,8 \cdot h$ ).	$Z$ :	400	mm
$W$ : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.	$W$ :	95833	cm <sup>3</sup>
$f_{ct,m,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.	$f_{ct,m,fl}$ :	2,82	MPa
$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.	$f_{yd}$ :	347,83	MPa
$A_{s,máx}$ : Área máxima de la armadura ( $0,04 \cdot A_c$ ).	$A_{s,máx}$ :	460	cm <sup>2</sup>

La armadura longitudinal estará formada por 10 redondos de diámetro 16 mm, separados entre sí 22,4 cm. ( $A=20,11 \text{ cm}^2$ )

• **Armadura transversal:**

$L_{1y}$ : Sección de referencia para la comprobación a flexión:	$L_{1y}$ :	---	m
$\sigma_{s1y}$ : Tensión del terreno bajo la sección de referencia:	$\sigma_{s1y}$ :	---	kPa
$M_{S1yd}$ : Momento de cálculo en la sección de referencia	$M_{S1yd}$ :	---	kN·m
$U_{S1y}$ : Capacidad mecánica de la armadura	$U_{S1y}$ :	---	kN
$A_{1y}$ : Área de la armadura	$A_{1y}$ :	---	cm <sup>2</sup>
<u>Cuantía mínima y máxima de armado (Código Estructural, Art. A19.9.2.1.1):</u>			
$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ct,m,fl}}{z \cdot f_{yd}}$	$A_{s,min}$ :	19,42	cm <sup>2</sup>
$z$ : Brazo mecánico de la armadura ( $z = 0,8 \cdot h$ ).	$Z$ :	0,4	m
$W$ : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.	$W$ :	95833	cm <sup>3</sup>
$f_{ct,m,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.	$f_{ct,m,fl}$ :	2,82	MPa
$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.	$f_{yd}$ :	347,83	MPa
$A_{s,máx}$ : Área máxima de la armadura ( $0,04 \cdot A_c$ ).	$A_{s,máx}$ :	460	cm <sup>2</sup>

La armadura transversal estará formada por 10 redondos de diámetro 16 mm, separados entre sí 22,4 cm. ( $A=20,11 \text{ cm}^2$ )

**Comprobación a cortante: (Código Estructural, Art. A19.6.2)**

Debe verificarse:	
$V_{S2d} \leq V_{Rd,c}$	Cumple
Donde:	
$L_2$ : Sección de referencia para la comprobación a cortante	$L_2$ : 0,55 m
$\sigma_{s2}$ : Tensión del terreno bajo la sección de referencia	$\sigma_{s2}$ : 171,7 kPa
$V_{S2d}$ : Cortante de cálculo en la sección de referencia	$V_{S2d}$ : 151,3 kN
$V_{Rd,c}$ : Capacidad resistente de la sección a cortante	$V_{Rd,c}$ : 389,7 kN

$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$	$V_{Rd,s}$ :	350,5	kN
con un valor mínimo de:			
$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	$V_{Rd,s}$ :	389,7	kN
Siendo:			
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$	$C_{Rd,c}$ :	0,12	
$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.	$\gamma_c$ :	1,5	
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$	$k$ :	1,667	
$\rho_l$ : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.	$\rho_l$ :	0,001 9	
$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$			
$A_{sl}$ : Área de la armadura de tracción	$A_{sl}$ :	20,11	cm <sup>2</sup>
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.	$f_{ck}$ :	25	MPa
$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión.	$\sigma_{cp}$ :	--	MPa
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$			
$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c}\right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	$V_{min}$ :	0,376	MPa

### Comprobación a punzonamiento: (Código Estructural, Art. A19.6.4)

Se cumple:			
$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$	<i>Cumple</i>		
Donde:			
$v_{Ed}$ : Tensión tangencial en la sección crítica de punzonamiento.	$v_{Ed}$ :	0,091	MPa
$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{N_{Ed}}{u_1 \cdot d}$			
$v_{Rd,c}$ : Resistencia a punzonamiento en la sección crítica	$v_{Rd,c}$ :	0,376	MPa
$v_{Rd,c} = \left[\frac{0.18}{1.5} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}\right] \geq v_{min}$			
Siendo:			
$\beta$ : Coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga	$\beta$ :	1,55	
$u_1$ : Perímetro crítico de punzonamiento	$u_1$ :	6,53	m
$u_1 = 2 \cdot (c_1 + c_2) + 4 \cdot \pi \cdot d$			
$c_1$ y $c_2$ : Lados del pilar	$c_1$ $c_2$ :	300	mm
$d$ : Canto útil de la zapata	$d$ :	450	mm
$N_{Ed}$ : Esfuerzo vertical de cálculo transmitido por el pilar	$N_{Ed}$ :	181,3	kN
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$	$k$ :	1,667	
$\rho_l$ : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.	$\rho_l$ :	0,001 9	
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.	$f_{ck}$ :	25	MPa
$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c}\right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	$V_{min}$ :	0,376	MPa