

I. JUSTIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA RESPECTO AL CONCEPTO DE PROYECTO.

Al tratarse de un proyecto complejo, se pretende conseguir una estructura clara que ayude a la lectura del mismo, en la que todo esté modulado para facilitar en la medida de lo posible la fase constructiva.

Distinguiremos 3 tipos de estructuras en el proyecto:

e1.- La primera y principal es la estructura sustentante de casi todo el proyecto, la cual arranca a la cota -3m y culmina en 11 cotas distintas (dependiendo las partes)+3 y+4m. En ella se ejecutará una estructura porticada cada 5,30 metros con luces variables de 4,80 y 5,30 metros a lo largo de cada una de las franjas con un forjado reticular de 30 cm., con casetones recuperables, para soportar unas sobrecargas de servicio de 6 kN/m. En los encuentros con los pilares se macizará la superficie anexa a estos con una extensión de un casetón alrededor de la base del pilar.

e2.- La segunda estructura corresponde al edificio conector tipo puente la cual está formada por dos grandes cerchas metálicas que salvan 3 plantas en altura, salvando luces de 30m entre apoyos y 10 metros en plano transversal. El apoyo se realiza sobre pilares metálicos que se doblan junto con los de la estructura de hormigón quedando así los dos tipos de estructura separadas por juntas estructurales. Los forjados intermedios y cubierta proporcionan arriostramiento.

e3.- Como tercera y última estructura tenemos la cimentación. Esta se resuelve con losa de cimentación constante de 0,7m., con un armado base superior e inferior de barras de Ø20 mm cada 20 cm en sentido longitudinal y transversal y reforzada en puntos determinados según cálculos.

II. NORMATIVA DE APLICACIÓN.

CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN  
DB-SE Seguridad estructural  
DB-SE-AE Acciones en la Edificación  
DB- SE-C cimentaciones  
INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE RD 2661/1998, de 11 de Diciembre.  
NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE: PARTE GENERAL Y EDIFICACIÓN  
NCSE 02 RD 997/2002, de 27 de Septiembre.

III. DATOS PREVIOS.

El conjunto queda exento en la parcela. Luego no se teme por los daños sobre la edificación colindante, así que no se tienen en cuenta los efectos de la excavación sobre la misma. No se dispone de estudio geotécnico, luego se carece de datos relativos a las características del terreno. Se estima la tensión admisible del terreno en 1 MPa para el cálculo de la cimentación.

IV. MATERIALES.

Cumplirán en todo momento las prescripciones establecidas en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08. Los materiales aportados deberán disponer de Marca de Conformidad o normas UNE, Sello o Certificado de Conformidad o en todo caso se admitirán los ensayos según las normas UNE que se indican en el Apéndice de la presente norma básica.

Los ensayos se realizarán por laboratorios que se ajusten al Real Decreto 1630/1992 del 29 de diciembre, con acreditación oficialmente reconocidos para llevarlos a cabo.

Todos los materiales utilizados deberán aportar en su momento de recepción en obra los correspondientes certificados de ensayos de los materiales requeridos.

4.1 Cemento.

El cemento utilizado en la fabricación del hormigón empleado en el edificio tanto en la cimentación, como en los forjados, vigas y pilares será CEM-1 de endurecimiento normal.  
Al estar el edificio en una zona de nivel freático elevado habrá que tener en cuenta la posibilidad de incorporar cemento resistente a los sulfatos. Dependerá de los datos que aporte el estudio geotécnico.

4.2 Agua de amasado.

El agua utilizada para el amasado del hormigón y de cualquier tipo de mortero será potable o proveniente de suministro urbano. Para los hormigones fabricados en central, éstas dispondrán de un laboratorio propio acreditado conforme al Real Decreto 1230/84.

4.3 Áridos.

Según la EHE-08 el árido previsto para la obra debe contar con las siguientes características:

- Naturaleza: preferentemente caliza, árida de machaqueo.
- Tamaño máximo del árido: en cimentación 40 mm, en estructura aérea 20mm.
- Condiciones físico-químicas: además de las generales especificadas en la EHE-08, los áridos deberán cumplir lo especificado para los áridos en Ambiente II.

4.4 Acero.

El acero a utilizar para la armadura en los elementos hormigonados serán barras corrugadas de designación B500 S. Con diagrama de cálculo “tensión-deformación” que se adapte a lo previsto en el artículo 38-4 de la EHE-08 para aceros de dureza natural.

Nivel de control normal.		
Acero para armar B500 S	Fy = 500 Mpa (N/mm2)	Fs = 550 Mpa (N/mm2).
Mallazo para capas de compresión y soleras		
B-500T Fy = 500	Mpa (N/mm2)	Fs = 550 Mpa (N/mm2).

4.5 Hormigones.

Se aplicará como diagrama de cálculo “tensión-deformación” el diagrama rectangular indicado en el artículo 39.5.K de la EHE-08.

La resistencia a compresión a los 28 días para las distintas localizaciones de la obra será de 30 Mpa

La resistencia característica será: - a los 7 días: 19 Mpa (N/mm2)  
- a los 28 días: 30 Mpa (N/mm2).

El asiento en el cono a Abrams para la estructura aérea será de 6 – 4 cm.

El hormigón utilizado será un hormigón HA-30/B/IIIa  $f_{cd} = 30 \text{ Mpa (N/mm}^2\text{)}$ .

En los hormigones se considera una consistencia blanda, para los cuales será necesaria una compactación con apisonado o picado. Los restantes componentes del hormigón, áridos y aditivos se ajustarán en todo momento a la instrucción EHE-08, fijándose el diámetro máximo del árido conforme al artículo 28.2 de la citada instrucción y según lo antes dicho en el punto 4.3 de ésta memoria.

Las características y condiciones de almacenamiento, transporte, etc del cemento a utilizar deberán cumplir con lo establecido en el Pliego de Condiciones Técnicas Generales para la recepción de cementos.

## V. DISEÑO.

Las juntas de dilatación impiden la fisuración incontrolada y los daños resultantes de la misma como son la no estanqueidad y la corrosión. Disponiendo una junta de dilatación se puede reducir considerablemente la armadura mínima necesaria para limitar el ancho de las fisuras de los forjados y muros donde el acortamiento está impedido.

Como la longitud del edificio es de 200 m, es decir, mayor que 40 m, será necesaria la incorporación de TRES de éstas juntas. Las juntas se resuelven mediante el sistema GUOJON-CRET para la transmisión de cargas transversales con el fin de no duplicar soportes.

DESCRIPCIÓN DEL GUOJON-CRET: Conector para juntas de dilatación entre 2 elementos de hormigón estructural que permite:

- La transmisión de esfuerzos cortantes de un elemento a otro.
- Compatibilidades de deformaciones verticales entre elementos.
- Movimiento horizontal entre ambos elementos paralelo al eje del conector, o paralelo y perpendicular a dicho eje.

El conector de sección cilíndrica, cuadrada o rectangular, está integrado a un dispositivo de carga realizado mediante una carcasa cúbica con tronillos, cuya función es aumentar la sección de transmisión de esfuerzos al hormigón.

Todos los componentes del conector están fabricados en acero inoxidable CrNiMoN de alta resistencia a la rotura y a la corrosión, según DIN 1.4401/DIN 1.4462, acero dúctil de límite elástico 750 Mpa (N/mm<sup>2</sup>). La carga de rotura del conector debe ser probada mediante ensayos a escala real.

## VI. BASES DE CÁLCULO.

Para la obtención de las solicitaciones se han considerado los principios de la mecánica racional y las teorías de resistencia de materiales y elasticidad.

El método de cálculo es el de los Estados Límite Últimos, en el que se pretende evitar que el efecto de las acciones exteriores ponderadas por unos coeficientes de mayoración sea inferior a la respuesta de la estructura, minorando la resistencia de los materiales.

Definidos los estados de carga según su origen, se procede a calcular las combinaciones posibles con los coeficientes de mayoración y minoración correspondientes, de acuerdo con los coeficientes de seguridad y las hipótesis básicas establecidas en la norma.

La obtención de esfuerzos en las diferentes hipótesis se hará de acuerdo con el cálculo lineal de primer orden, es decir, admitiendo una proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, el principio de superposición de acciones y un comportamiento lineal y geométrico de los materiales que forman la estructura.

## VII. MÉTODO DE CÁLCULO.

### ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DIMENSIONADO

El proceso seguido consiste en la determinación de las situaciones de dimensionado, el establecimiento de las acciones, el análisis estructural y finalmente el dimensionado.

Las situaciones de dimensionado son:

PERSISTENTES: condiciones normales de uso

TRANSITORIAS: condiciones aplicables durante un tiempo limitado

EXTRAORDINARIAS: condiciones excepcionales en las que se puede encontrar o estar expuesto el edificio.

El periodo de servicio del edificio es de 50 años.

El método de comprobación utilizado es el de los estados límites. Estado límite es aquella situación que de ser superada, puede considerarse que el edificio no cumple con alguno de los requisitos estructurales para los que ha sido concebido.

Existen dos tipos de estado límite:

Estado límite último: es la situación que de ser superada, existe un riesgo para las personas, ya sea por una puesta fuera de servicio o por colapso parcial o total de la estructura: pérdida de equilibrio, deformación excesiva, la transformación de la estructura en un mecanismo, la rotura de elementos estructurales o de sus uniones, y la inestabilidad de los elementos estructurales. Se realizan las comprobaciones de equilibrio, agotamiento o rotura, adherencia, anclaje y fatiga.

Estado límite de servicio: es aquella situación que de ser superada afecta al nivel de confort y bienestar de los usuarios, al correcto funcionamiento del edificio y a la apariencia de la construcción. Se realizan las comprobaciones de deformaciones y vibraciones. El dimensionado de secciones se realiza según la Teoría de los Estados Límite de la vigente EHE, utilizando el Método de Cálculo en Rotura.

Se realiza una redistribución de hasta un 15% de momentos negativos.

## ACCIONES

Las acciones se clasifican en:

**Acciones permanentes:** aquellas que actúan en todo instante, con posición constante y valor constante (pesos propios) o con variación despreciable (acciones reológicas).

**Acciones variables:** aquellas que pueden actuar o no sobre el edificio (uso y acciones climáticas)

**Acciones accidentales:** aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña pero de gran importancia (sismo, incendio, impacto o explosión).

## MODELO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se realiza un cálculo espacial en tres dimensiones por métodos matriciales de rigidez, formado las barras los elementos lineales que definen la estructura (pilares, vigas y nervios). Se establece la compatibilidad de deformación en todos los nudos considerando seis grados de libertad y se crea la hipótesis d indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre los 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.

## VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD

$$Ed, dst \leq Ed, stb$$

Siendo:

Ed, dst el valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras

Ed, stb el valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras

## VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LA ESTRUCTURA

$$Ed \leq Rd$$

Siendo:

Ed el valor de cálculo del efecto de las acciones.

Rd el valor de cálculo de la resistencia correspondiente.

## COMBINACIÓN DE ACCIONES

E.L.U. de rotura en hormigón

De acuerdo con las acciones determinadas en función de su origen, y teniendo en cuenta tanto si el efecto de las mismas es favorable o desfavorable, así como los coeficientes de ponderación se realiza el cálculo de las combinaciones posibles del modo siguiente:

- Situaciones no sísmicas:

- Situaciones sísmicas

### E.L.U. DE ROTURA. HORMIGÓN EN CIMENTACIONES

- Situaciones no sísmicas:

- Situaciones sísmicas:

\*Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal:

Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

(\*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal:

Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

### VERIFICACIÓN DE LA APTITUD DE SERVICIO

Se considera un comportamiento adecuado con las deformaciones, las vibraciones o el deterioro si se cumple que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para dicho efecto.

Según lo expuesto en el artículo 4.3.3 de la norma CTE SE, se verifican en la estructura las flechas de los distintos elementos. Se comprueba tanto el desplome local como el total de acuerdo con lo expuesto en 4.3.3.2 de la citada norma.

Según el CTE. Para el cálculo de las flechas en los elementos flectados, vigas y forjados, se tienen en cuenta tanto las deformaciones instantáneas como las diferidas, calculándose las inercias equivalentes de acuerdo a lo indicado en la norma.

Para el cálculo de las flechas se tiene en cuenta tanto el proceso constructivo, como las condiciones ambientales, edad de puesta en carga, de acuerdo a unas condiciones habituales de la práctica constructiva en la edificación convencional. Por tanto, a partir de estos supuestos se estiman los coeficientes de flecha pertinentes para la determinación de la flecha activa, suma de las flechas instantáneas más las diferidas producidas con posterioridad a la construcción de las tabiquerías.

### VIII.CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

## IX. ACCIONES PARA EL CÁLCULO.

Las acciones consideradas se obtienen de lo especificado en el CTE DB-SE Seguridad Estructural: Bases de cálculo CTE DB SE 1 Y CTE DB SE 2 y acciones en la edificación CTE DB SE-AE, y en los anexos de la EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural.

### DEFINICIÓN DE LAS ACCIONES

#### ACCIONES PERMANENTES (G)

**PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA:** Corresponde generalmente a los elementos de hormigón armado, calculados a partir de su sección bruta y multiplicados por 25 (peso específico del hormigón armado) en pilares, muros y vigas. En losas macizas es el canto  $h$  (cm)  $\times$  25 kN/mm<sup>3</sup>

**CARGAS MUERTAS:** Se estiman uniformemente en la planta. Son elementos tales como el pavimento y la tabiquería (aunque esta última podría considerarse una carga variable, si su posición o presencia varía a lo largo del tiempo).

**PESO PROPIO DE TABIQUES PESADOS Y MUROS DE CERRAMIENTO:** Éstos se consideran al margen de la sobrecarga de tabiquería. En el anejo C del DB-SE-AE se incluyen los pesos de algunos materiales y productos. El pretensado se regirá por lo establecido en la Instrucción EHE. Las acciones del terreno se tratan de acuerdo con lo establecido en DB-SE-C.

#### ACCIONES VARIABLES (Q)

**SOBRECARGA DE USO:** Se adoptan los valores de la tabla 3.1. Los equipos pesados no están cubiertos por los valores indicados.

**ACCIONES CLIMÁTICAS:**

**EL VIENTO:** En general, las estructuras habituales de edificación no son sensibles a los efectos dinámicos del viento y pueden despreciarse estos efectos en edificios cuya esbeltez máxima (relación altura y anchura del edificio) sea menor que 6. En los casos especiales de estructuras sensibles al viento es necesario efectuar un análisis dinámico detallado. La presión dinámica de viento  $Q_b = 1/2 \times R_x V_b^2$ . Al encontrarnos en una estructura enterrada la esbeltez de nuestro edificio es menor que 6 ( $h/a = 4/76 = 0'05$  en su conjunto,  $h/a = 4/4'20 = 0'95$  en la banda más esbelta), por lo que se despreciará este efecto.

**La TEMPERATURA:** En estructuras habituales de hormigón estructural o metálicas formadas por pilares y vigas, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se disponga de juntas de dilatación a una distancia máxima de 40 m. Como se disponen de estas juntas en el proyecto, no se considerará esta acción.

**La NIEVE:** El CTE-DB-SE-AE no es de aplicación a edificios situados en lugares que se encuentren en altitudes superiores a las indicadas en la tabla 3.11. En cualquier caso, incluso en localidades en las que el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal  $S_k = 0$  se adoptará una sobrecarga no menor de 0.50 Kn/m<sup>2</sup>

**ACCIONES QUÍMICAS, FÍSICAS Y BIOLÓGICAS:** Las acciones químicas que pueden causar la corrosión de los elementos de acero se pueden caracterizar mediante la velocidad de corrosión que se refiere a la pérdida de acero por unidad de superficie del elemento afectado y por unidad de tiempo. La velocidad de corrosión depende de parámetros ambientales tales como la disponibilidad del agente agresivo necesario para que se active el proceso de la corrosión, la temperatura, la humedad relativa, el viento o la radiación solar, pero también de las características del acero y del tratamiento de sus superficies, así como de la geometría de la estructura y de sus detalles constructivos. El sistema de protección de las estructuras de acero se regirá por el DB-SE-A. En cuanto a las estructuras de hormigón estructural se regirán por el Art.3.4.2 del DB-SE-AE.

**ACCIONES ACCIDENTALES:** Los impactos, las explosiones, el sismo, el fuego. Las acciones debidas al sismo están definidas en la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02.

ACCIONES GRAVITATORIAS

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso					
Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospi- tales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excep- ción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 <sup>(1)</sup>
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente <sup>(2)</sup>			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para con- servación <sup>(3)</sup>	G1 <sup>(7)</sup>	Cubiertas con inclinación inferior a 20º	1 <sup>(4)</sup> <sup>(5)</sup>	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) <sup>(5)</sup>	0,4 <sup>(4)</sup>	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40º	0	2

Introduciéndonos en esta tabla, obtendremos el valor de las sobrecargas de uso, que sumadas al peso propio de cada elemento, no irá dando el total de las cargas gravitatorias necesarias en el cálculo de los forjados, así como de las vigas, los pilares y las zapatas.

Asignación de cargas consideradas en el cálculo

Unidad residencial  
Concargas (Cargas Permanentes)

FORJADO INTERMEDIO  
Peso propio forjado losa aligerada 4,00 kN/m²  
Falso techo y estructura auxiliar 0,30 kN/m²  
Tarima sobre mortero (5cm de espesor) 0,80 kN/m²  
5,10 kN/m²

FORJADO CUBIERTA:  
Peso propio forjado losa aligerada 4,00 kN/m²  
Falso techo y estructura auxiliar 0,30 kN/m²  
Cubierta invertida con acabado de gravas 2,50 kN/m²  
6,80 kN/m²

SOBRECARGAS  
Uso (viviendas) 2,00 kN/m²  
Sobrecarga tabiquería 1,00 kN/m²  
Azoteas accesibles solo para conservación 1,00 kN/m²  
Nieve sobre superficie horizontal 1,00 kN/m²  
Aparcamiento 3,00 kN/m²  
Uso (acceso público, zona de mesas y sillas) 4,00 kN/m²

ACCIONES TÉRMICAS Y REOLÓGICAS

En las estructuras de hormigón armado se puede prescindir de la acción térmica si se crean juntas de dilatación de manera que no existan elementos continuos de más de 40 m de longitud. Se puede prescindir de las cargas por retracción cuando se establezcan juntas de hormigonado a distancias inferiores a 10 m y se dejen transcurrir 48 horas entre 2 hormigonados contiguos.

Dado las condiciones y dimensiones del edificio se proyectará una única junta de dilatación. Ésta junta se resolverá mediante el sistema GOUJON-CRET para la transmisión de esfuerzos transversales, con el fin de no duplicar soportes.

ACCIONES DEL VIENTO

Según el artículo 3.3.2 del CTE DB SE-AE “Acción del viento”:

1. La acción del viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, qe puede expresarse como:

qe = qb · ce · cp

qb es la presión dinámica del viento  
ce es el coeficiente de exposición  
cp es el coeficiente eólico o de presión.

2. Los edificios se comprobarán ante la acción del viento en todas direcciones, independientemente de la existencia de construcciones contiguas medianeras, aunque generalmente bastará la consideración en dos sensiblemente ortogonales cualesquiera.



3. La acción del viento genera además fuerzas tangenciales paralelas a la superficie.

El artículo 3.3.4 “Coeficiente eólico de edificios de pisos” de la misma norma especifica que:

2. En edificios de cubierta plana la acción del viento sobre la misma, generalmente de succión, opera habitualmente del lado de la seguridad, y se puede despreciar.

ACCIONES SÍSMICAS (NCSE-02)

Este apartado se calcula con la normativa citada española suponiendo que el edificio se sitúa en Valencia pero se tiene en cuenta que el cálculo de sismo en un lugar como Taiwán se debería realizar con mucha más atención por ser zona altamente sísmica.

- Edificación de importancia normal.
- Pórticos bien arriostrados entre sí en todas direcciones, gracias a forjado reticular bidireccional que ayuda a ello.
- Aceleración sísmica básica 0,07g.
- Aceleración sísmica de cálculo 0,0624g                      C = 1,3

La norma SI le es de aplicación puesto que se cumplen las condiciones específicas en el artículo 1.2.3, es decir, la aceleración sísmica da cálculo ac no es inferior a 0,06g, siendo g la aceleración de la gravedad.

ac = ρ · ab = 1,3 · 0,07g = 0,091g                      siendo:

ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, cuyo valor, en función del periodo de vida en años, t, para el que se proyecta la construcción, viene dado por  
ρ = · 0,37

a efectos de cálculo t > 50 años, para construcciones de normal importancia y t > 100 años, para construcciones de especial importancia. Las siguiente tabla da los valores de ρ:

Periodo de vida	ρ
t = 50 años	1,00
t = 100 años	1,30

Ac : aceleración sísmica básica, definida en el artículo 2.1  
Según el anejo 1: MUNICIPIO Valencia                      →                      = 0,06

COEFICIENTES DE SEGURIDAD ADOPTADOS PARA EL CÁLCULO

Según la EHE-08 se considerarán los siguientes coeficientes de seguridad para el control normal:

- Minoración de la resistencia de los materiales:
- Hormigón armado:        Yc = 1,5
- Acero para armar:        Ys = 1,15
  
- Mayoración de las acciones:
- Peso propio y acciones permanentes: Yg = 1,35
- Acciones variables:                      Yf = 1,5

X. PREDIMENSIONADO.

Se ha realizado un predimensionado manual de las secciones más críticas, para comprobar las posibilidades de los elementos constructivos más solicitados del edificio. Sólo es una primera aproximación a la geometría y al armado necesario para estas secciones, pero nos sirven para hacernos una idea más aproximada a la realidad y para partir de unos datos coherentes en un posterior cálculo con algún programa específico de cálculo de estructuras por ordenador. Se ha utilizado el programa Architrave para realizar un cálculo aproximado comprobando resultados.

Se han realizado los siguientes estudios:

- Predimensionado del forjado de cubierta.
- Predimensionado del forjado de planta.
- Predimensionado del pilar más desfavorable.
- Aproximación a la cimentación.

Se pretende conseguir un orden de magnitud sin graves errores, no un valor apto para el dimensionado final o para una peritación. Mediante el conocimiento del orden de magnitud se puede analizar la viabilidad de una propuesta en sí misma y en relación a su influencia con el resto de aspectos del proyecto.

La estructura y cimentación se predimensionan teniendo en cuenta las hipótesis de cálculo, así como las combinaciones y coeficientes de ponderación de la normativa en vigor.

PREDIMENSIONADO DEL FORJADO RETICULAR

El proyecto se ha diseñado con un forjado constituido por forjado reticular de canto 30 cm que trabaja bidireccionalmente y que salva una luz máxima de 5,30 m.

EHE-08 Cantos Mínimos:

Tabla 50.2.2.1.a Relaciones *L/d* en vigas y losas de hormigón armado sometidos a flexión simple

SISTEMA ESTRUCTURAL <i>L/d</i>	<i>K</i>	Elementos fuertemente Armados: $\rho=1,5\%$	Elementos débilmente Armados: $\rho=0,5\%$
Viga simplemente apoyada. Losas uni o bidireccional simplemente apoyada	1,00	14	20
Viga continua <sup>1</sup> en un extremo. Losas unidireccional continua <sup>1,2</sup> en un solo lado	1,30	18	26
Viga continua <sup>1</sup> en ambos extremos. Losas unidireccional o bidireccional continua <sup>1,2</sup>	1,50	20	30
Recuadros exteriores y de esquina en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,15	16	23
Recuadros interiores en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,20	17	24
Voladizo	0,40	6	8

<sup>1</sup> Un extremo se considera continuo si el momento correspondiente es igual o superior al 85% del momento de empotramiento perfecto.

<sup>2</sup> En losas unidireccionales, las esbelteces dadas se refieren a la luz menor.

<sup>3</sup> En losas sobre apoyos aislados (pilares), las esbelteces dadas se refieren a la luz mayor.

No será necesaria la comprobación de flechas cuando la relación luz /canto útil del elemento estudiado sea igual o inferior a los valores indicados en la tabla 50.2.2.1.a.

La tabla 50.2.2.1.a corresponde a situaciones normales de uso en edificación y para elementos armados con acero  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ .

DATOS NECESARIOS.

- Canto  $\rightarrow h = \frac{L}{28} = \frac{2,65}{28} = 0,095 \text{ m} \rightarrow h = 30 \text{ cm}$
- Geometría en planta: Luz  $\rightarrow L = 5,30 \text{ m}$   
Ancho  $\rightarrow a = 2,65 \text{ m}$   
Intereje nervios  $\rightarrow l = 0,75 \text{ m}$
- Carga superficial característica de la losa  $\rightarrow G = 6,80 \text{ KN/m}^2$   
 $\rightarrow Q = 2,00 \text{ KN/m}^2$   
 $q = 1,5 \cdot G + 1,4 \cdot Q = 1,5 \cdot 6,80 + 1,4 \cdot 2,00 = 13,00 \text{ KN/m}^2$   
 $q = 13,00 \cdot 0,75 = 9,75 \text{ KN/m}$

Aplicaremos la norma DAV EHE para el cálculo mediante tablas del armado de los forjados.

Tabla 6.1 Canto y peso<sup>(1)</sup> de forjados reticulados<sup>(2)</sup>

Canto <i>h</i> (m)	Luz <sup>(3)</sup> (m) para la que es óptimo el canto				Peso ( $\text{kN/m}^2$ )		
	Aislado	Extremo	Interior	Voladizo	Neto	Medio	Total
Sobre muros					Casetones recuperables		
0,16	3,60	4,60	5,40	1,40		4,0	
0,20	4,40	5,50	6,20	1,70		5,0	
0,25	4,50	5,80	6,50	1,80	3,3 .. 3,6	3,6 .. 3,8	4,3 .. 4,4
0,30	5,40	7,00	8,00	2,20	3,7 .. 4,1	4,4 .. 4,6	5,2 .. 5,4
0,35	6,30	8,00	9,00	2,50	4,3 .. 4,8	4,9 .. 5,1	5,9 .. 6,0
Sobre soportes					Bovedillas de mortero		
0,16	3,30	3,80	4,00	1,30		4,0	
0,20	4,20	4,70	5,00	1,50		5,0	
0,25	4,50	5,20	5,40	1,60	3,6 .. 3,9	3,9 .. 4,1	4,5 .. 4,7
0,30	5,40	6,20	6,50	2,00	4,0 .. 4,4	4,7 .. 4,9	5,3 .. 5,5
0,35	6,30	7,20	7,50	2,40	4,5 .. 4,9	5,3 .. 5,5	6,2 .. 6,3

- 4 En la cara inferior, en la malla superior, o donde se crucen los refuerzos locales, la sección de armadura en una dirección no debe ser inferior a la cuarta parte de la de la otra.
- 5 La armadura inferior de los nervios debe suponer, con B500, al menos, el 0,28% de su sección. La de losas macizas, contando la suma de armadura inferior y malla superior, el 0,18%. Si la malla superior es de  $\phi 5/0,20$  la armadura inferior mínima resulta:

Grueso de la losa o forjado (m)	Losa	Ancho medio del nervio de forjado (m)		
		0,12	0,15	0,20
0,16	$\phi 8 / 0,20$	-	-	-
0,20	$\phi 10 / 0,20$	-	-	-
0,25	$\phi 10 / 0,20$	$\phi 10$	$\phi 12$	$\phi 14$
0,30	$\phi 12 / 0,20$	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0,35	-	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$

En losas sobre sustentación lineal en todo su contorno, de muros o vigas, la armadura suele quedar cubierta por la mínima.

- 6 Para controlar la fisuración, el intervalo entre armaduras traccionadas de la cara inferior de losas no debe superar 0,25 m, pero el recubrimiento o el ambiente puede exigir condiciones más severas (véase apartado 3.7). En los ábacos, habida cuenta de que están comprimidos en su cara inferior, no es preciso disponer malla adicional, pudiendo quedar armado sólo con la armadura de los nervios que los atraviesan.
- 7 La tabla 6.3 ofrece los resultados para la armadura longitudinal, en el caso de soportes en cuadrícula regular, complementados, o no, con muros perimetrales. Estos valores pueden usarse en otros casos como referencia para decidir la armadura y ponerla a prueba con las reglas precedentes. Se distingue entre  $A_i$ , dispuesta en soporte claramente interior, con al menos dos crujías en derredor,  $A_b$  el que sólo en una dirección tiene una crujía, y  $A_e$ , pegado a un módulo de esquina. Las F y G se refieren al segundo redondo inferior, si no se dispone armadura total corrida. El refuerzo correspondiente al tramo de muro enfrente de una línea de soportes es igual al A, repartido en toda su desarrollo. El refuerzo E corresponde a la esquina entre muros, o en módulo sustentado en vigas.
- 8 La figura 6.16 indica longitudes suficientes para cada tipo de armadura, teniendo en cuenta:
- Sobre soportes, al menos la mitad de A debe tener la longitud mayor; el resto puede tener la menor.
  - Las longitudes y amplitudes del refuerzo superior sobre soportes, en la dirección de la luz menor, pueden resultar más cortas si se calculan.

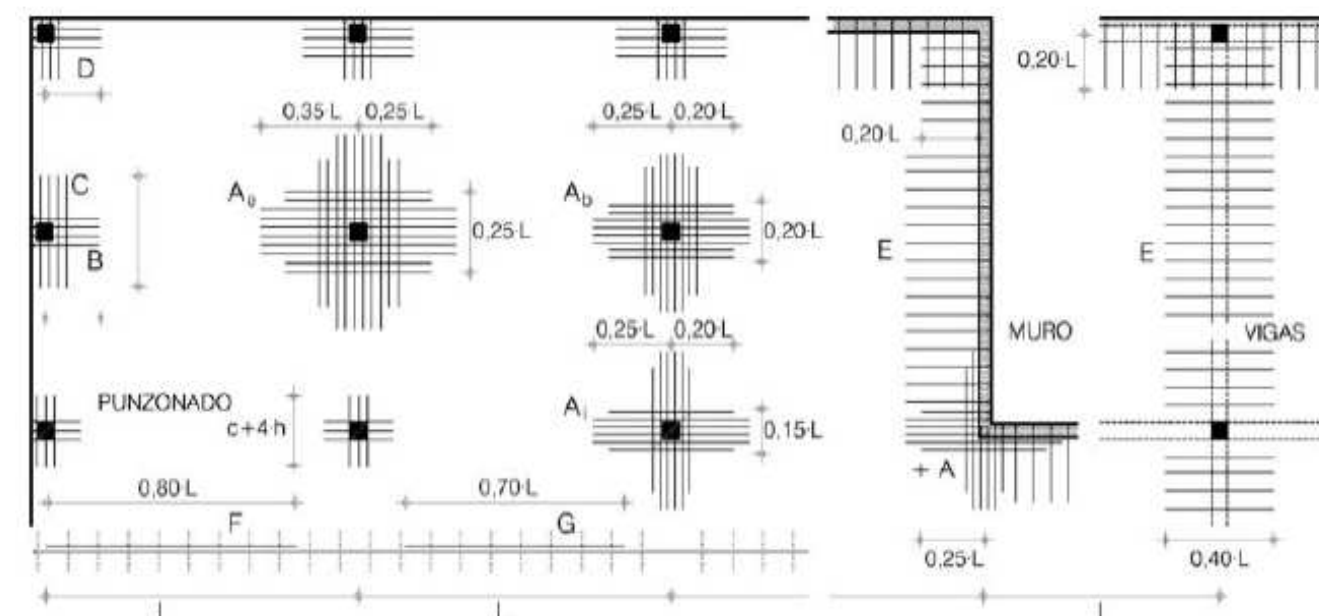


Figura 6.16 Longitudes de armado



Tabla 6.3 Armado de forjados bidireccionales y losas

CARGA (kN/m²)	Armadura	LUCES	(m)	4,20	4,90	5,60	6,30	7,00					
			(cm)	4,20	4,20	4,90	5,60	4,90	5,60	6,30	6,30	7,00	
+ 4	Reticulado	canto	(cm)	25	25	30	30	30	30	30	35	35	
	Soporte	interior	A <sub>1</sub>	4ø12	6ø12	8ø12	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø20
			A <sub>2</sub>	6ø12	8ø12	8ø12	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	10ø16	8ø20
			A <sub>3</sub>	8ø12	10ø12	8ø12	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	10ø16	12ø16	8ø20
		borde	B	6ø12	10ø12	8ø12	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	12ø16	12ø16
			C	6ø12	8ø10	8ø12	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	8ø16	12ø16
			D	4ø12	8ø10	4ø10	4ø16	4ø16	4ø10	4ø16	4ø8	8ø10	8ø10
	Muro	o viga	E	ø12	Ø12		ø16		ø16		ø16		
	Nervio, crujía externa	crujía interna	F	ø12	Ø12		ø12		2ø12		2ø12		
			G	ø12	Ø16		2ø12		2ø16		2ø16		
			kg/m²	4,8	5,0	6,3	6,7	7,0	8,0	8,5	9,2	10,4	11,0
	Losa	canto	(cm)	16	18	20	22	25	25	25	25	25	
	Soporte	interior	A <sub>1</sub>	6ø12	8ø12	8ø12	12ø12	10ø12	10ø12	6ø16	8ø16	6ø20	8ø20
			A <sub>2</sub>	8ø12	8ø12	10ø12	12ø12	10ø12	10ø12	6ø16	8ø16	10ø20	10ø20
			A <sub>3</sub>	10ø12	10ø12	10ø12	12ø12	8ø12	10ø12	6ø16	8ø16	12ø20	12ø20
	Borde	B	2ø8	2ø8	2ø8	2ø8	2ø8	2ø8	2ø8	2ø8	6ø8	8ø10	
		C	2ø8	4ø8	2ø8	2ø8	2ø8	4ø8	2ø8	2ø8	8ø10	8ø10	
		D	2ø8	2ø8	2ø8	2ø8	2ø8	2ø8	2ø8	2ø8	2ø8	2ø8	
Muro	o viga	E	ø8	Ø8		ø8		ø8		ø12			
Nervio, crujía externa	crujía interna	F	ø10**	ø12**		ø12*		ø16**		ø16**			
		G	ø8**	Ø8*		ø10**		ø12**		ø12*			
		kg/m²	13,3	16,2	17,1	21,7	21,5	23,2	23,8	26,0	37,0	42,3	
+ 5	Reticulado	canto	(cm)	25	25	30	30	30	30	30	35	35	
	Soporte	interior	A <sub>1</sub>	4ø12	8ø12	8ø12	8ø16	8ø16	8ø16	10ø16	10ø16	12ø16	8ø20
			A <sub>2</sub>	6ø12	10ø12	10ø12	10ø16	10ø16	10ø16	12ø16	12ø16	14ø16	10ø20
			A <sub>3</sub>	6ø12	10ø12	10ø12	10ø16	10ø16	10ø16	12ø16	12ø16	14ø16	10ø20
		Soporte de borde	B	6ø12	8ø16	10ø12	8ø16	10ø16	8ø20	12ø16	12ø16	8ø20	10ø20
			C	6ø12	10ø12	10ø12	8ø16	10ø16	8ø16	8ø16	12ø16	10ø16	10ø20
			D	4ø8	4ø16	4ø12	6ø16	6ø16	8ø10	8ø10	8ø10	6ø16	6ø16
	Muro	o viga	E	ø12	ø16		ø20		ø20		ø20		
	Nervio, crujía externa	Nervio, crujía interna	F	ø16	ø16		2ø12		2ø16		2ø16		
			G	ø12	ø12		ø12		ø16		2ø12		
			kg/m²	6,0	6,1	6,6	7,4	7,4	9,8	11,3	10,4	10,9	11
	Losa	canto	(cm)	16	18	20	22	25	25	25	25	25	
	Soporte	interior	A <sub>1</sub>	8ø12	6ø16	6ø16	8ø16	8ø16	8ø16	10ø16	10ø16	8ø20	10ø20
			A <sub>2</sub>	8ø12	6ø16	6ø16	8ø16	8ø16	8ø16	10ø16	12ø16	8ø20	10ø20
			A <sub>3</sub>	8ø12	6ø16	6ø16	10ø16	8ø16	8ø16	10ø16	12ø16	8ø20	10ø20
	Soporte de borde	B											
		C											
		D											
Muro	o viga	E	ø8	ø10		ø10		ø10		ø10			
Nervio, crujía externa	Nervio, crujía interna	F	ø12**	ø12**		ø12*		ø16**		ø16*			
		G	ø8**	ø10**		ø10*		ø12**		ø12*			
		kg/m²											

- Para otros cantos y cargas, la armadura es proporcional a la carga total, e inversamente al canto.  
- Acero B500. Hormigón HA25 Incluso control indirecto cuando es posible. Malla superior ø5/0,20  
- La primera luz es la correspondiente al nervio, según el tipo de crujía, o separación de muro a la fila de soportes. La segunda es la que determina las dimensiones del módulo entre soportes, para la obtención de la armadura de refuerzo superior.  
- La armadura A a D, se refiere a la total en el punto considerado. Las E a G, por cada 0,70 m. Cabe cualquier otra con la misma sección total.  
- La repercusión de armadura en kg por m<sup>2</sup> se refiere a un promedio en la planta completa, considerando que hay tres por tres crujías, y se ofrece a título orientativo. A ese valor debe sumarse el de los zunchos, remates de borde, y armadura de punzonado.  
- la carga se refiere al incremento sobre peso propio del forjado. El valor de +4 kN/m<sup>2</sup> puede corresponder a viviendas, y el de +5 kN/m<sup>2</sup> a edificio público. De acuerdo con 6.2.2, el caso de garaje, incluso con solado, queda cubierto por el de vivienda.

## 6.5.3 Incendio

- 1 Para el caso de losa maciza, o forjado aligerado con bovedillas, valen las conclusiones de la tabla 5.4 para forjados unidireccionales. En particular, si en tramos continuos interiores, se mantiene en vano una capacidad reducida del 10% de la original, es suficiente.
- 2 Para el caso de forjado de casetones, los nervios, exentos, están expuestos por tres caras, alcanzando temperaturas más elevadas (véase figura 6.15). Según CTE, con R120 debe prescindirse de las armaduras situadas en un ancho inferior a 0,16 m; para R180, a 0,20 m. Puede resultar más eficaz disponer una de las dos armaduras al interior (casos b y d), aunque se reduce el brazo de palanca conjunto. Ampliar el ancho, (opciones c y e), además de exigir variación en las piezas del sistema y del replanteo, incrementa el peso, por lo que asimismo reduce la eficacia.

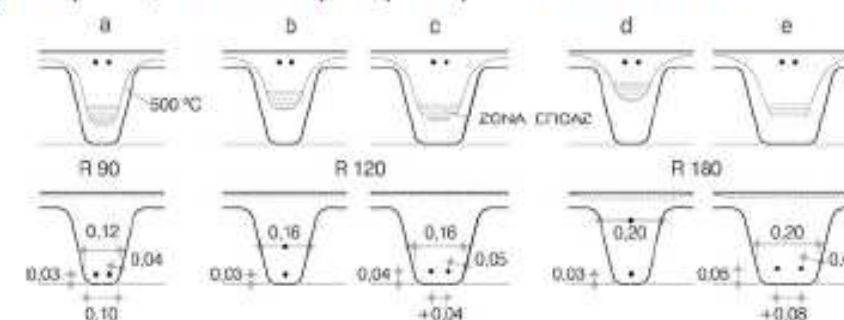


Figura 6.15 Secciones eficaces a incendio en forjado de casetones



- 3 En CTE se ofrece una solución prudente, con un nervio de ancho ampliado, incrementando el recubrimiento (50 mm de distancia al eje para R120 y 70 mm para R180), con lo que además se pierde brazo de palanca y durabilidad (la fisuración, [3.13], es muy sensible al incremento de recubrimiento), pero es muy simple, al permitir una comprobación sólo a nivel de sección.

Tabla 6.2 Capacidad reducida a momento flector en caso de incendio<sup>(1)</sup>

Resistencia a incendio (minutos)		R 90		R 120		R 180	
Caso (figura 6.14)		A	b	c	d	e	
canto h (m)							
Tracción superior	Ábacos	0,25	0,88	0,82		0,78	
		0,30	0,89	0,86		0,82	
		0,35	0,94	0,92		0,85	
	Nervios	0,25	0,70	0,50	0,70	0,40	0,60
		0,30	0,75	0,60	0,75	0,50	0,65
		0,35	0,80	0,65	0,80	0,60	0,75
Tracción inferior	Nervios	0,25		0,38		0,21	
		0,30	0,30	0,39	0,23	0,28	0,20
		0,35		0,42		0,31	
	Ábacos	-	0,72	0,50	0,80	0,60	0,80

- (1) Con relación a la original. Debe multiplicarse por el factor de seguridad del acero: 1,15  
En los casos b y d, la original es la procedente de disponer la mitad de la armadura remetida lo que se indica en la figura, y por tanto con una penalización entre 1,2 y 1,5 en relación a disponerla toda abajo.  
En los casos c y e el peso del forjado es entre 0,5 kN/m<sup>2</sup> y 1,0 kN/m<sup>2</sup> superior al habitual, de nervio estrecho.  
- Para todos los cantos. El valor sólo sirve en la comprobación de conos con base dentro del ábaco.
- 4 Dado que en la zona maciza de ábacos en torno a soportes, prácticamente no se reduce casi su capacidad, la comprobación crítica, por conos, se traduce en un círculo base, con r<sub>0</sub> (figura 6.7) al borde del ábaco, por lo que el factor citado, de r/(r-r<sub>0</sub>) resulta del orden de 2. Dado que la carga de cálculo, (véase 5.6.3) es del 80% de la total, en general bastará que la capacidad de las zonas nervadas mantenga, en promedio, una capacidad reducida en torno al 30% de la original, para que el forjado soporte el incendio. La tabla 6.2 ofrece los valores de capacidad reducida de cada tipo de armadura para los casos de la figura 6.14, con las que hacer los cálculos en cada caso concreto.

PREDIMENSIONADO DEL PILAR MÁS DESFAVORABLE

A diferencia de los forjados, los soportes son los encargados de transmitir las cargas desde las vigas (en este caso sólo desde el forjado) a la cimentación. Serán pilares de hormigón armado como el resto de la estructura.

Los pilares están sometidos a flexocompresión ya que, al menos, tienen el momento flector debido a la excentricidad mínima.

emín = 2 cm                      en las últimas plantas  
emín = 4 cm                      en el resto de plantas.

El cálculo de una sección a flexo compresión no es inmediato y, por lo tanto, cuando el momento sea grande, no se podrá hacer una aproximación.  
Si M < Nemín, entonces, se podrá calcular el pilar suponiendo que está sometido sólo a compresión.

Esta condición no es una restricción importante ya que gran parte de los pilares de una edificación la suelen cumplir. Casi todos los pilares de las plantas inferiores y casi todos los pilares centrales de las plantas superiores tienen momentos pequeños en comparación con el axil.

Así que esta es la condición que vamos a suponer, que el momento es muy pequeño en comparación con el esfuerzo axil, y predimensionaremos el pilar únicamente a compresión.

Calcularemos ahora el pilar más desfavorable, es decir, el que soporta más carga, que suponemos que es el pilar que resiste toda la anchura del edificio, con una luz de 4,85 m a un lado y otra de 5,30 m al otro y con nueve alturas de longitud, además.

DIMENSIONAMIENTO DE UN PILAR A COMPRESIÓN.

DATOS NECESARIOS.

Carga permanente (g) → g = 5,0 + 2,5 + 5,0 + 2,0 = 14,5 kN/m<sup>2</sup>  
Sobrecarga (q) → q = 1,0 + 1,0 + 3,0 = 5,0 kN/m<sup>2</sup>  
Número de plantas por encima del pilar considerado → n = 9  
Luces a pilares adyacentes → L<sub>1</sub> = 4,85 m  
→ L<sub>2</sub> = 5,30 m  
→ L<sub>3</sub> = 5,30 m  
→ L<sub>4</sub> = 5,30 m  
Altura del pilar → H = 4,00 m

DESARROLLO.

1. ESFUERZOS DE CÁLCULO.

Axil característico:

$$N_k = (g + q) \cdot A \cdot n = (14,5 + 5,0) \cdot 26,90 \cdot 9 = 4720,95 \text{ kN}$$

$$A = \text{área e influencia del pilar} = \left( \frac{L_1 + L_2}{2} \right) \left( \frac{L_3 + L_4}{2} \right) = \left( \frac{5,30 + 5,30}{2} \right) \left( \frac{5,30 + 4,85}{2} \right) = 26,90 \text{ m}^2$$

Momento de cálculo:

Como ya se ha dicho, despreciamos el momento flector por considerarlo muy pequeño en comparación con la influencia del esfuerzo axil que actúa en el pilar.

Axil de cálculo:

$$N_d = 1,2 \cdot 1,6 \cdot N_k = 1,2 \cdot 1,6 \cdot 4720,95 = 9064,22 \text{ KN.}$$

## 2. ARMADURA.

El axil total debe ser resistido por el hormigón ( $N_c$ ) y por el acero ( $N_s$ )

### Capacidad resistente del hormigón:

Conociendo que se trata de un pilar de 0,4x0,6 m de escuadría, se tiene que la capacidad del hormigón es:

$$N_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot 10^{-3} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 400 \cdot 600 = 3400000 \text{ N} = 3400 \text{ KN}$$

### Armadura:

El resto del axil, hasta el valor  $N_d$ , lo deberá resistir el acero.

$$A_s = \frac{N_d - N_c}{f_{yd}} = \frac{9064,22 - 3400}{\frac{500}{1,15}} = 13,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{8 \Phi 20}$$

### Armadura mínima:

Mínima mecánica: siempre hay que poner armadura que resista, al menos, el 10% del axil.

$$A_s > 10\% \frac{N_d}{f_{yd}} \cdot 1000 = 0,1 \frac{9064,22}{\frac{500}{1,15}} \cdot 1000 = 2,084 \text{ cm}^2$$

## 3. PANDEO.

Esbeltez mecánica:

$$\lambda = \frac{\beta H}{h} \sqrt{12} = \frac{0,5 \cdot 4,0}{0,4} \sqrt{12} = 17,32 < 35$$

Dado que la esbeltez mecánica del soporte es inferior a 35, estamos en la zona 0. es decir, los efectos de segundo orden son despreciables y, por lo tanto, el dimensionamiento de los soportes frente a pandeo no es necesario.

## XI. ESTUDIO GEOTÉCNICO.

Se debería de adjuntar un estudio geotécnico de los terrenos sobre los cuales se va a ejecutar la obra, pero al tratarse de un proyecto final de carrera resulta imposible adjuntarlo.

Para el cálculo de ha supuesto un terreno sin cohesión de arena gorda.

La tensión admisible del terreno se determina de acuerdo con la mesa 8.1 de la norma NBE-AE-88 para terrenos sin cohesión arenosa gorda.