



PROYECTO FIN DE CARRERA

DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL DE CONCESIONARIO Y TALLER

Autor: Carlos Sasot Rodríguez de Almeida

Director: Dr. Luis Gracia Villa

MEMORIA Y ANEXOS

Ingeniería Industrial, especialidad Construcción e Instalaciones Industriales

Departamento de Ingeniería Mecánica

Área de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras

Centro Politécnico Superior, Universidad de Zaragoza

Zaragoza, Septiembre de 2011

DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL DE CONCESIONARIO Y TALLER

RESUMEN

Se plantea el diseño y el cálculo de la estructura, formada por elementos metálicos, de hormigón armado in situ y hormigón armado prefabricado, así como de la cimentación de un concesionario y taller de vehículos ubicado en la Plataforma Logística de Zaragoza.

Siendo el cálculo estructural el principal objeto del proyecto, también se plantea la urbanización interior de la parcela, distribución interna en la edificación y redes de servicios e incendios necesarios para el posible funcionamiento del concesionario y taller.

El cálculo de la estructura y la cimentación se realiza en base al CTE (Código Técnico de la Edificación) y la EHE-08 (Instrucción Española del Hormigón Estructural) con el apoyo del programa I-DEAS para el análisis de la estructura mediante elementos finitos.

El proyecto concluirá con la presentación de todos los cálculos que conforman la resolución de la estructura y de la cimentación.

MEMORIA

1. Objeto del proyecto.....	7
2. Normativa aplicada.....	7
3. Descripción de elementos y obras a ejecutar.....	7
3.1 Necesidades del proyecto.....	7
3.2 Descripción de la parcela.....	8
3.3 Condiciones urbanísticas de la parcela.....	8
3.4 Descripción del proyecto.....	8
4. Urbanización exterior.....	13
4.1 Distribución interior de la parcela.....	13
4.2 Acondicionamiento del terreno.....	13
4.3 Pavimentación de las calzadas y aceras.....	13
4.4 Redes de instalaciones.....	13
5. Construcción y materiales.....	13
5.1 Cimentación.....	13
5.2 Estructura.....	14
5.3 Cubierta.....	17
5.4 Fachadas.....	17
5.5 Compartimentación.....	17
5.6 Pavimentos.....	17
5.7 Revestimiento de paredes y techos.....	18
5.8 Carpintería.....	18
5.9 Pintura.....	18
5.10 Barreras de protección.....	18
6. Instalaciones.....	19
6.1 Red eléctrica.....	19
6.2 Red de telefonía.....	19
6.3 Red de cable.....	19
6.4 Red de abastecimiento.....	19
6.5 Red de pluviales.....	20
6.6 Red de residuales.....	21
6.7 Red de reserva de agua de incendios.....	21
7. Acciones en la edificación. Cálculo de la estructura.....	22
8. Accesibilidad.....	22
9. Seguridad de utilización.....	22
10. Seguridad ante incendios.....	22
11. Presupuesto.....	22
CONCLUSION.....	23

ANEXO I. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

1. Introducción.....	25
2. Acciones.....	26
2.1 Acciones sobre la estructura metálica.....	26
2.2 Acciones sobre la estructura de hormigón in-situ.....	27
2.3 Acciones sobre la estructura de hormigón prefabricado.....	30
2.4 acciones sobre los muros de contención.....	33
3. Combinación de acciones.....	34
3.1 Combinación de acciones en la estructura metálica (DB SE).....	34
3.2 Combinación de acciones en la estructura de hormigón (EHE).....	35
4. Minoración de los materiales.....	38
4.1 Resistencia de cálculo del acero en la estructura metálica (DB SE-A).....	38
4.2 Resistencia de cálculo del hormigón armado (EHE).....	38
5. Durabilidad.....	39
5.1 Recubrimiento de las armaduras en el hormigón (EHE).....	39
5.2 Valor máximo de la apertura de fisura (EHE).....	39
6. Cálculo.....	40
6.1 Cálculo de la estructura metálica.....	40
6.1.1 Cálculo de las barras.....	40
6.1.2 Cálculo de uniones.....	42
Cálculo de las uniones entre elementos de las	
celosías metálicas.....	42
Cálculo de la celosía metálica con el forjado de	
hormigón armado.....	44
Disposiciones constructivas.....	48
6.1.3 Cálculo de ménsulas metálicas.....	49
6.2 Cálculo de la estructura de hormigón in-situ.....	52
6.2.1 Cálculos relativos a los estados límite últimos.....	53
Armadura longitudinal.....	54
Armadura transversal.....	61
Comprobación de la estructura a pandeo.....	65
Comprobación frente a punzonamiento.....	69
6.2.2 Cálculos relativos a los estados límites de servicio.....	73
Comprobación a Estado Límite de Fisuración.....	73
Comprobación a Estado Límite de Deformación.....	76
6.3 Cálculo de la estructura de cimentación.....	80
6.3.1 Consideraciones previas al cálculo.....	81
6.3.2 Acciones.....	82
6.3.3 Combinaciones de acciones.....	83
6.3.4 Cálculos relativos a los Estados Límite Últimos.....	86
Comprobación a hundimiento.....	87
Cálculo de la armadura longitudinal.....	89
Comprobación a cortante.....	91
Comprobación frente a punzonamiento.....	93
Comprobación a vuelco.....	93
Comprobación a deslizamiento.....	95
Comprobación a estabilidad global del terreno.....	96

6.3.5 Cálculos relativos a los Estados Límites de Servicio.....	96
Comprobación a fisuración.....	97
6.3.6 Disposiciones relativas y cuantías mínimas de la armadura longitudinal.....	98
6.3.7 Vigas de atado.....	100
ANEXO II. CALCULO DE ELEMENTOS DE CUBIERTA METALICA.....	102
ANEXO III. CALCULO DE ELEMENTOS DE UNION.....	110
ANEXO IV. CÁLCULO DE MÉNSULAS METÁLICAS.....	117
ANEXO V. CALCULO DE PILARES.....	127
ANEXO VI. CALCULO DE VIGAS.....	201
ANEXO VII. CALCULO DE LOSAS.....	215
ANEXO VIII. CALCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	276
ANEXO IX. CALCULO DE LA CIMENTACION.....	300
ANEXO X. ELEMENTOS DE HORMIGÓN PREFABRICADO.....	327
ANEXO XI. ACCESIBILIDAD.....	345
ANEXO XII. SEGURIDAD DE UTILIZACION.....	348
ANEXO XIII. SEGURIDAD ANTE INCENDIOS.....	350
PLIEGO DE CONDICIONES.....	359
ESTUDIO BASICO DE SEGURIDAD Y SALUD.....	383
MEDICIONES Y PRESUPUESTO.....	393

MEMORIA

1.- OBJETO DEL PROYECTO

El objeto del presente Proyecto Fin de Carrera es el diseño y cálculo de la estructura mixta de un concesionario-taller.

El objetivo principal es por tanto resolver la estructura y cimentación de la edificación además de proporcionar, a grandes rasgos, la urbanización de la parcela, la distribución interior y las redes de instalaciones necesarias para el correcto uso y funcionamiento del concesionario-taller.

2.- NORMATIVA APLICADA

- EHE-08. "Instrucción de Hormigón Estructural"
- DB SE. "Documento Básico Seguridad Estructural"
- DB SE-AE. "Documento Básico Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación"
- DB SE-A. "Documento Básico Seguridad Estructural. Acero"
- DB SE-C. "Documento Básico Seguridad Estructural. Cimientos"
- DB SI. "Documento Básico Seguridad en caso de Incendio"
- DB SUA. "Documento Básico Seguridad de utilización y Accesibilidad"
- Reglamento de Seguridad contra Incendios en los Establecimientos Industriales. Aprobado mediante Real Decreto 2267/2004 del 3 de diciembre.
- Reglamento de Instalaciones de Protección contra incendios. Aprobado mediante Real Decreto 1942/1993 del 5 de noviembre.
- PGOUZ. "Plan General de Ordenación Urbana de Zaragoza"
- Proyecto Supramunicipal de la Plataforma Logística de Zaragoza.
- Ordenanza municipal de Protección contra Incendios de Zaragoza.
- Ordenanza de supresión de Barreras arquitectónicas y Urbanísticas del Municipio de Zaragoza.

3.- DESCRIPCIÓN DE ELEMENTOS Y OBRAS A EJECUTAR

3.1.- NECESIDADES DEL PROYECTO

Se proyectará la edificación y se urbanizará la parcela de forma que permita tanto la exposición, venta y reparación de vehículos como la recepción, almacenaje de estos y sus piezas de recambio con el fin de convertirlo en centro de distribución hacia otros concesionarios de la marca confiriéndole así un uso principalmente logístico.

Por lo tanto el edificio habrá de contar en su interior con los espacios necesarios para realizar las actividades antes mencionadas excepto el acopio de vehículos que habrá de llevarse a cabo en una zona reservada en el exterior de la edificación y donde habrá de existir además el espacio suficiente para la recepción de estos y las maniobras de carga y descarga de grandes camiones que por normativa del polígono industrial han de llevarse a cabo siempre en el interior de la parcela.

Toda esta labor no se podrá llevar a cabo si no se dota a la edificación del espacio correspondiente a la dirección y administración de la actividad.

Además se contará con el espacio necesario para cubrir las dotaciones de aparcamientos, zonas verdes y una zona de lavado de vehículos.

3.2.- DESCRIPCIÓN DE LA PARCELA

La parcela donde se ubicará el concesionario-taller está situada en la Plataforma Logística de Zaragoza (PLAZA).

Se trata de la parcela ALI-6.4 de la que se ejecutarán 10038,09m².

Está clasificada en el PGOU de Zaragoza como Suelo No Urbanizable Genérico para Actividades Logísticas y según el Proyecto Supramunicipal de la Plataforma Logística de Zaragoza está considerada como Área Logística Industrial.

El polígono ya está urbanizado y la parcela explanada.

3.3.- CONDICIONES URBANÍSTICAS DE LA PARCELA

Son de obligado cumplimiento las normas generales de edificación que aparecen en el PGOUZ exceptuando todo aquello que se regule en la normativa dada en el Proyecto Supramunicipal de la Plataforma Logística de Zaragoza. En el caso del presente Proyecto de Fin de Carrera cabe destacar las siguientes:

- parcela mínima: 4000m².
- ocupación: 75% sobre parcela neta.
- edificabilidad: 1,20m²/m² sobre parcela neta.
- altura máxima: 4 plantas ó 16m.
- retranqueos: 10m a tráfico rodado y 7m a linderos.
- aparcamientos: 1 plaza por cada 133m² construidos o fracción.
- los estacionamientos y operaciones de carga y descarga han de tener lugar en el interior de la parcela.

3.4.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Se ha proyectado un edificio en forma de L enclavado en una parcela con el espacio suficiente en el exterior del edificio para poder realizar la actividad logística descrita en el apartado II `Necesidades del Proyecto`.

La posición del edificio es tal que el concesionario, de fachadas acristaladas, forma la parte anterior del edificio, entendiéndose esta como aquella que da a uno de los viales principales del polígono, mientras que el taller y almacén de recambios de fachadas menos llamativas se colocan en la parte posterior lo más alejado posible del vial principal del polígono.

En el exterior de la edificación se encuentran:

- En su parte posterior la zona de acopio y lavado de vehículos, carga, descarga y maniobra de camiones. En esta zona también se localiza el depósito de reserva de agua de incendios.
- Dos viales laterales que permiten el acceso a las distintas entradas peatonales del edificio y tal que sólo uno de ellos permite la comunicación a los vehículos entre la parte posterior y anterior o principal de la parcela.
- La zona de recepción, principal o anterior de la parcela que da acceso a la entrada principal del taller y del concesionario.

Estas tres zonas se encontrarán asfaltadas correctamente de forma que puedan soportar el paso y trabajo de todo tipo de vehículos que circulen sobre ellas. Además, se les dotará de las pendientes longitudinales y transversales convenientes de forma que permita la evacuación de las aguas pluviales sin que en ningún caso estas discurran hacia la edificación.

El resto de elementos que componen la urbanización de la parcela son:

- Zona arbolada a modo de pantalla de árboles en todo el perímetro de la parcela que linda a vial.
- Zona reservada a aparcamientos. El número de plazas de aparcamiento es de 66 frente a las 39 que corresponderían por normativa y de las cuales 4 son reservadas a minusválidos.
- Centro de transformación de media a baja tensión.
- Muro perimetral de seguridad de la parcela. Por normativa tiene que ser de una altura de 50cm sobre rasante, podrá ir coronado con una valla metálica y habrá de colocar una pantalla arbolada dentro de la parcela tras el muro siempre y cuando este de a vial.

Para acceder a la parcela existen dos entradas:

- El acceso principal o anterior, de uso exclusivo para vehículos y grúas. Permite acceder desde uno de los viales principales del polígono y da acceso a la zona de recepción y viales laterales interiores.
- El acceso posterior para entrada y salida de camiones. Permite acceder desde el vial exterior lateral y da acceso a la zona de acopio, carga, descarga y maniobras de camiones.

En cuanto a la edificación en sí, como se acaba de comentar, tiene forma de L y los forman dos edificios adosados que estructuralmente se distinguen porque la estructura principal de uno de ellos, el más grande, es de hormigón armado in-situ, mientras que la del otro es de hormigón armado (pretensado) prefabricado.

El edificio más grande, el palo largo de la L, consta de planta baja o rasante, planta primera y planta cubierta. En él existen dos zonas claramente diferenciadas:

- La zona anterior o principal. Es la más representativa del conjunto de la edificación. La fachada la forma un muro cortina acristalado. Contiene en planta baja la zona de exposición y venta de vehículos y en planta alta la zona de administración. La zona de administración no ocupa toda la superficie en planta sino que tiene forma de U bordeando la fachada con la base de la U dando a la fachada principal. De esta forma se deja un gran espacio abierto entre ambas plantas cubierto por una bóveda acristalada e iluminando el interior con luz natural.
- La zona posterior. La fachada está realizada con paneles verticales de hormigón armado prefabricado. Es en ésta zona donde se sitúa el almacén de recambios de piezas para automóviles. Éste ocupa la mayor parte de la superficie tanto en planta baja como en planta primera mientras que el resto del espacio lo ocupan las escaleras, ascensor-montacargas, vestíbulos de independencia y aseos. Los aseos son de uso exclusivo para los trabajadores de la zona de administración.

La planta cubierta no será transitable. En ella existen dos zonas diferenciadas:

- Zona formada por losa de hormigón armado. Cubre el almacén y la zona de administración. Su superficie se cubre con aislantes térmicos e impermeabilizantes y por gravas que permiten la protección y conservación de estos. Existe también un murete de ladrillo en todo su perímetro excepto en las zonas donde existe panel prefabricado en fachada, para el correcto confinamiento de las gravas.
- Zona formada por bóveda acristalada. Permite la entrada de luz natural a la zona de venta y exposición.

El edificio más pequeño, de fachadas formadas por paneles verticales de hormigón armado prefabricado, consta de planta baja o rasante y planta sótano en las que se distinguen:

- En la planta sótano se encuentra, en la parte anterior y ocupando la mayor parte de la superficie, el taller de chapa y pintura. En la parte posterior se sitúa el almacén que da apoyo al taller de chapa y pintura con espacio suficiente para cubrir las necesidades semanales de éste.

-En la planta baja o rasante se encuentra, en la parte anterior y ocupando la mayor parte del espacio, el taller mecánico-eléctrico y de demás operaciones a realizar en un vehículo excepto chapa y pintura. En la parte posterior se sitúan las oficinas, sala de reunión, aseos, vestuarios y taquillas y otras dependencias, cuyo uso será compartido tanto por los trabajadores del taller como por los trabajadores del almacén de recambios para piezas de vehículos. Para ello, existe una puerta interior que comunica ambos edificios sin que los trabajadores del almacén de recambios tengan que pasar por la zona del taller donde se realizan las labores propias de reparación.

La altura de los paneles que conforman la fachada de este edificio es tal que tape en su totalidad la cubierta a dos aguas del edificio.

El acceso y comunicación entre las distintas zonas que componen la edificación tiene en cuenta las necesidades propias del uso de la edificación y la normativa vigente en cuanto a seguridad de utilización, evacuación de incendios y accesibilidad. Viene dado por:

-Zona de venta y exposición.

Existe una puerta en la fachada principal para la entrada y salida de vehículos al interior y dos puertas peatonales situadas una en la fachada principal y otra en el lateral que da al taller. En el interior existe una puerta que comunica esta zona con el almacén de recambios de piezas y será por esta puerta por donde los trabajadores minusválidos accederán al ascensor que les lleve a la zona de administración.

-Zona de almacén de recambios de piezas para vehículos.

El único acceso que existe desde el exterior se encuentra en la fachada posterior. Es el mismo utilizado tanto para labores de carga y descarga de camiones como por los trabajadores del almacén.

El acceso a la planta superior se realiza desde el interior a través del ascensor-montacargas o desde el exterior a través de una puerta peatonal situada en el vial lateral, de uso compartido con los trabajadores de la zona de administración, y la cual accede a las escaleras que conducen a la planta superior.

En planta baja, existe una puerta ya mencionada que comunica con la zona de venta y exposición, y otra puerta que comunica con la zona posterior del taller mecánico-eléctrico.

En planta alta existe una puerta que da acceso al almacén desde un vestíbulo de independencia comunicado con las escaleras, y otra que da acceso a otro vestíbulo de independencia que comunica con la zona de administración.

-Zona de administración.

Desde el exterior del existe una escalera exterior metálica cerrada por acristalamiento, que comunica directamente con el ala lateral de la zona de administración más próxima al taller.

La otra forma de acceder es a través de las escaleras interiores, compartidas con los trabajadores del almacén, y a las que se acceden directamente desde el exterior, a través de una puerta peatonal localizado en el vial lateral como ya se comentó anteriormente. Estas escaleras interiores comunican con la zona de administración a través de un vestíbulo de independencia.

El acceso de los minusválidos ya se comentó y se realizará a través del ascensor-montacargas del almacén de recambios.

-Zona taller mecánico-eléctrico.

El acceso desde el exterior a vehículos y peatones se realiza a través de una puerta localizada en la fachada anterior del edificio. Existe también una puerta peatonal localizada en la fachada que da al vial lateral la cual permite acceso directo a la parte posterior del taller.

La comunicación con el taller de chapa y pintura se realiza desde el interior a través de unas escaleras metálicas localizadas en la parte posterior del taller. Ya se comentó la existencia de una puerta que comunica con el almacén de recambios de piezas.

-Zona taller chapa y pintura.

El acceso desde el exterior a vehículos se realiza mediante una rampa existente en la anterior del taller. Junto a esta rampa se encuentra las escaleras exteriores que permiten el acceso a los peatones.

Como ya se dijo, la se comunica con el taller mecánico-eléctrico a través de escaleras metálicas instaladas en la parte posterior. Con el almacén de chapa y pintura se comunica a través de dos puertas que permiten tanto el paso de peatones como bidones.

-Almacén de chapa y pintura.

Sólo se puede acceder a él a través del taller de chapa y pintura.

El hueco del ascensor es de 2,50m x 3,10 suficiente. Es suficiente para albergar un ascensor hidráulico-montacargas con cabina de 1,50m de ancho por 2,70m de largo y puerta de 1,50m de ancho y 2,10m de alto. Además en el hueco de la escalera se ha dejado espacio suficiente (2,55m x 3,30m) para la instalación de un futuro ascensor de pasajeros.

Por último destacar la existencia de diversos muros de bloque de hormigón que existen dentro del conjunto de la edificación y que son necesarios para compartimentar el interior del edificio en sectores de incendio según la normativa vigente. El resto de elementos de compartimentación vertical usados en oficinas, vestuarios y demás dependencias se ha realizado, siempre que se ha considerado conveniente, con módulos de tabiques industriales autoportantes, de fácil instalación y los cuales permiten aislamiento térmico, ruidos e impermeabilización.

CUADRO DE SUPERFICIES

A continuación se muestra una tabla donde aparecen las superficies útiles de cada una de las zonas características del concesionario-taller dentro de cada planta, escaleras, ascensor y rampa. También se da la superficie construida de cada uno de ellos y las totales del concesionario-taller.

		SUPERFICIE (m ²)
PLANTA SOTANO	Almacén chapa y pintura	100.55
	Taller chapa y pintura	573.11
	TOTAL SUPERFICIE UTIL	673.66
	TOTAL SUPERFICIE CONSTRUIDA	726.66
PLANTA BAJA	Taller mecánico-eléctrico	601.24
	Despacho taller mecánico-eléctrico	11.70
	Despacho almacén de recambios	11.52
	Sala de reuniones	14.18
	Vestuario y aseos masculinos	12.62
	Vestuario y aseos femeninos	12.87
	Sala de taquillas	7.80
	Cuarto de limpieza	6.52
	Almacén de recambios	553.34
	Zona de exposición y venta de vehículos	1507.72
	Sala de máquinas del ascensor	12.48
	TOTAL SUPERFICIE UTIL	2751.99
	TOTAL SUPERFICIE CONSTRUIDA	2858.08
PLANTA PRIMERA	Zona de administración	616.46
	Almacén de recambios	502.84
	Vestíbulos de independencia	67.87
	Aseo masculinos	9.23
	Aseo femeninos	9.23
	Aseo minusválidos	4.36
	Vestíbulo aseos	9.45
	Cuarto de limpieza	12.48
	TOTAL SUPERFICIE UTIL	1231.92
	TOTAL SUPERFICIE CONSTRUIDA	1278.59
OTROS	Escalera interior talleres	16.83
	Escalera almacén recambios-zona administración	35.78
	Ascensor	15.50
	Rampa	117.37
	Escalera adyacente a rampa	27.50
	Escalera exterior zona administración	20.02
	TOTAL SUPERFICIE UTIL	233.00
	TOTAL SUPERFICIE CONSTRUIDA	257.61
TOTAL EDIFICIO	SUPERFICIE UTIL	4890.57
	SUPERFICIE CONSTRUIDA	5120.94*
*Para el cómputo de la edificabilidad según el PGOUZ, habrá que restar a este valor la superficie construida correspondiente a la rampa y su escalera adyacente y la superficie útil que aparece en esta tabla para el ascensor.		
PARCELA EJECUTADA = 10038.09m ²		
SUPERFICIE OCUPADA POR LA EDIFICACION = 3090.32m ²		
SUPERFICIE EDIFICADA = 4940.89m ²		
LIMITES DADOS POR LA NORMATIVA		
PARCELA MINIMA EJECUTADA = 4000m ²		
SUPERFICIE MÁXIMA OCUPADA POR LA EDIFICACION = 7528.56m ²		
SUPERFICIE MAXIMA EDIFICADA = 12045.70m ²		

4.-URBANIZACIÓN EXTERIOR

El polígono donde se encuentra la parcela está ya urbanizado y la parcela explanada. A partir de aquí se trata de realizar trabajos de acondicionamiento del terreno y dotar a la parcela de unos servicios e infraestructuras básicas para que pueda desarrollar su actividad.

4.1.-DISTRIBUCIÓN INTERIOR DE LA PARCELA

En el apartado IV `Descripción del proyecto`, se ha descrito ampliamente la distribución interior de la parcela.

4.2.-ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO

Encontrándose la parcela explanada y limpia de manto vegetal quedará por dar al terreno la pendiente del 20% en la zona de la rampa de acceso al taller. Posteriormente se realizarán todas las instalaciones bajo tierra, excavándose las zanjas necesarias y rellenándolas después. A continuación se procederá a echar zahorra y compactarla antes de realizar el pavimento del vial.

4.3.-PAVIMENTACIÓN DE LAS CALZADAS Y ACERAS

Las calzadas y aparcamientos y la rampa de acceso a la planta bajo rasante del taller se pavimentarán con dos capas de aglomerado asfáltico. Una capa de base de G-20 de 7 cm de espesor y una capa de terminación de D-10 de 5 cm de espesor, extendidas sobre una capa de sub-base granular de 23 cm de espesor, compactada al 100% P.M.

Las aceras están formadas por un pavimento de terrazo de árido lavado colocado sobre la solera de hormigón. Están delimitadas por un bordillo prefabricado de hormigón.

4.4.-REDES DE INSTALACIONES

En el apartado VI `Instalaciones` se describe ampliamente las redes de instalaciones de la parcela.

5.- CONSTRUCCIÓN Y MATERIALES

5.1.-CIMENTACIÓN

Considerando un terreno con una presión admisible de 2 Kg/cm^2 y siendo esta suficiente para realizar un sistema de cimentación mediante zapatas rígidas, se decide en cambio adoptar un sistema de cimentación mediante zapatas flexibles de forma que permita profundizar en la teoría y cálculo de esta tipología de zapatas.

Por lo tanto se adopta un sistema de zapatas flexibles y vigas de atado para todas las zapatas superficiales y zapata continua bajo el muro de contención de tierras.

Dado que existen pilares prefabricados de hormigón armado, deberán dejarse en el cáliz de sus zapatas los huecos correspondientes para el empotramiento de los pilares.

El hormigón y acero a utilizar serán del tipo HA 25 y B500S respectivamente.

Bajo los elementos de cimentación se extenderá una capa de 10cm de hormigón de limpieza.

5.2.-ESTRUCTURA

Como ya se ha comentado, se trata de una estructura mixta (hormigón armado y acero) donde además se combina el uso de hormigón armado in-situ y hormigón armado (pretensado) prefabricado.

En este proyecto solamente se calcula el armado de los elementos destinados a hormigonarse en obra. El cálculo de los elementos prefabricados corre a cargo del prefabricador. Este, habrá de armar cada elemento en función de los esfuerzos y cargas dados en este proyecto.

Nave taller

Su estructura sobre rasante está formada por 8 vanos separados 5m entre ellos. En éstos se sitúan los pilares sobre los que apoyan las distintas vigas de cubierta que sustentan las viguetas y éstas a la vez sustentan la cubierta formada por paneles tipo sandwich de 8cm de espesor. La altura libre bajo jácena Delta es de 7m.

Su estructura bajo rasante está formada por un muró de contención de tierras de 5m de altura y 40cm de espesor al que acometen todos los pilares existentes sobre rasante así como sirve de apoyo a las placas de forjado, a los paneles de hormigón prefabricado que conforman la fachada y al muro de medianería. También existe una fila central de pilares separados 5m entre sí sobre los que descansan una serie de jácenas prefabricadas que sirven de apoyo a las placas de forjado. Por último hubo que incluir dos pilares y una jácena de forjado para poder compartimentar correctamente la escalera que comunica con la planta superior. La altura libre bajo placa de forjado es de 4,65m y de 4,15m bajo jácena de forjado.

Tanto la estructura de cubierta como los forjados y la mayoría de pilares encargados de sustentar la cubierta serán elementos de hormigón armado prefabricado. Los únicos pilares que se realizarán in-situ serán aquellos situados en la medianería de la nave taller con el resto de la edificación.

Toda viga de cubierta y jácena de forjado de hormigón prefabricado que apoya sobre el muro de contención o en algún pilar de hormigón in-situ de la medianería, lo hace mediante ménsulas metálicas embebidas en el muro de contención o en el pilar.

Cubierta

- 6 vigas tipo Delta en los vanos centrales de 20m de luz y 1,60m de canto máximo y 0,62m de canto mínimo.
- 2 vigas T en el vano posterior de 10m de luz y 0,40m de canto.
- 2 vigas T de 6m de luz y una de 8m de luz y 0,40m de canto colocadas en el vano de entrada al taller. La viga de 8m es simétrica, de doble pendiente con el plano de simetría en la cumbre de la nave. De esta forma se consigue mayor espacio libre para la entrada de vehículos.
- 14 viguetas de hormigón armado prefabricado de 18cm de canto entre cada vano y separadas 1,80m entre sí.
- 7 canales de hormigón armado prefabricado de 50cm. Colocadas junto a la fachada que da la vial lateral. Una entre cada vano. En el otro extremo de la cubierta, la recogida de aguas se realiza aproximando entre sí las dos viguetas más próximas a la medianería para poder colocar un canalón metálico sobre ellas.

Soportes

- 17 pilares de hormigón prefabricado de sección 50x50cm. Los pilares que acometan a muro lo harán mediante un sistema especial de barras de acero dado por el prefabricador.
- 2 pilares de hormigón prefabricado de sección 40X40cm. Son los que sirven para compartimentar el hueco de la escalera.
- 5 pilares de 60x60cm y 3 de 50x50cm hormigonados in-situ. Todos forman parte de la medianería y acometen al muro de contención.

Forjado

- Placas de forjado de 45cm, 60cm, 75cm y 1,20cm de ancho, 30cm de espesor y 5cm de capa de compresión que cubren toda la planta baja del taller excepto el hueco dejado para la escalera. La posición final de las placas la da el prefabricador.
- 8 jácenas de forjado de 80cm de canto y 50cm de ancho de hormigón armado prefabricado.
- 1 jácena de forjado de 55cm de canto y 40cm de ancho de hormigón armado prefabricado. Es la utilizada para la compartimentación de la escalera.
- 1 jácena rectangular de 60cm de canto y 40cm de ancho de hormigón armado prefabricado. Se encuentra sobre la rampa, en el plano vertical de fachada. Es necesaria para el apoyo de placas de forjado y de paneles de hormigón prefabricado de fachada.

Edificio concesionario-administración

Está formado por planta baja o rasante, planta primera y planta cubierta.

Su estructura en dirección longitudinal está formada por 11 filas de pilares separadas 5m entre sí. La última fila de pilares, la más alejada de la fachada principal, hace medianería con el edificio ocupado en su mayoría por el almacén de recambios.

En dirección transversal existen pilares separados 5m entre sí, excepto en un gran espacio central diáfano de 45m de largo por 20m de ancho que en altura llega hasta la estructura metálica de la bóveda acristalada y permite que se creen unos pasillos laterales de 5m de ancho que dan esa forma de U ya mencionada a la zona de administración.

Sobre los pilares descansan la planta primera, la planta cubierta y la cubierta abovedada. Las plantas primera y cubierta están construidas con losas de hormigón armado y la cubierta abovedada mediante cercha metálica sobre la que apoyan viguetas metálicas en las que a su vez apoyan las planchas de policarbonato de 2cm de espesor.

La altura libre en planta baja o rasante medida hasta el forjado superior es de 5,90m.

La altura libre en primera planta medida hasta el forjado superior es de 3,85m.

Se utiliza hormigón HA 25 con barras de armado B500S. Para la estructura metálica se utiliza acero S355.

Cubierta abovedada

- 10 cerchas metálicas con nudos articulados mediante pasadores..
- 10 tubos de acero de 10cm de diámetro exterior y 3mm de espesor forman el cordón superior de cada cercha.
- 10 tubos de acero de 10cm de diámetro exterior y 3mm de espesor forman el cordón inferior de cada cercha.
- 8 tubos de acero de 5cm de diámetro exterior y 2mm de espesor forman las diagonales de cada cercha.
- 9 tubos de acero de 5cm de diámetro exterior y 2mm de espesor forman los montantes de cada cercha.
- 11 viguetas metálicas cuadradas de 12cm de lado y 6mm de grosor entre cada vano. La separación entre correas varía entre 1,85m y 2,09m.

Forjado planta cubierta

-losa de hormigón armado de 30cm de espesor.

Forjado planta primera

-losa de hormigón armado de 30cm de espesor.

Soportes

-51 pilares de hormigón armado in-situ de sección cuadrada y 50cm de lado. Estos incluyen los de la medianería con el almacén de recambios.

-1 pilar de hormigón armado in-situ de sección cuadrada y 60cm de lado. Este pertenece a uno ya mencionado de la medianería con la nave taller.

Edificio almacén recambios de piezas para automóviles

Está formado por planta baja o rasante, planta primera y planta cubierta.

Su estructura en dirección longitudinal está formada por 5 filas de pilares separadas 5m entre sí. La primera fila de pilares, la más cercana a la fachada principal, hace medianería con el edificio concesionario-administración.

En dirección transversal, si no tenemos en cuenta la medianería con el edificio concesionario-administración, existen 4 filas de pilares separados 10m entre sí, excepto en la zona entre las dos filas de pilares más cercanas al vial lateral, donde existe un pilar en medio, a 5m de estas filas, necesario para la compartimentación de las escaleras y el ascensor-montacargas. Además, la cota de cimentación de éste pilar será 80cm menor que la del resto para la correcta construcción del foso del ascensor-montacargas.

Sobre los pilares descansan la planta primera y la planta cubierta. Las plantas primera y cubierta están construidas con losas de hormigón armado.

La altura libre en planta baja o rasante medida hasta el forjado superior es de 5,90m.

La altura libre en primera planta medida hasta el forjado superior es de 3,85m.

Se utiliza hormigón HA 25 con barras de armado B500S. Para la estructura metálica se utiliza acero S355.

Forjado planta cubierta

-losa de hormigón armado de 30cm de espesor.

Forjado planta primera

-losa de hormigón armado de 30cm de espesor.

Soportes

-18 pilares de hormigón armado in-situ de sección cuadrada y 50cm de lado. Estos incluyen los de la medianería con el concesionario.

-5 pilares de hormigón armado in-situ de sección cuadrada y 60cm de lado. Estos pertenecen a los ya mencionado de la medianería con la nave taller.

Escaleras

- 4 descansillos de losa de hormigón armado de 30cm de espesor.
- 4 tramos de losa de hormigón armado de 30cm de espesor.

5.3.-CUBIERTA

La cubierta de la nave taller está realizada en panel sandwich de 8cm de espesor sujetos a las viguetas entre los cuales se intercalan lucernarios de paneles de poliéster reforzado con fibra de vidrio traslucida que permiten la entrada de luz natural a la nave.

La cubierta abovedada está realizada por paneles de policarbonato alveolar de 2cm de espesor anclados a las viguetas metálicas.

5.4.-FACHADAS

Las fachadas del edificio concesionario-administración estarán formadas por un muro cortina formado por montantes y travesaños de aluminio a los que se anclan un doble acristalamiento de vidrio.

La fachada de la medianería se realizará con el mismo bloque de hormigón de 22cm utilizado en la compartimentación interior complementado con aislamiento térmico de poluretano e impermeabilizado con mortero hidrófugo.

El resto de fachadas está formado por paneles de hormigón armado prefabricado blancos de 20cm de espesor.

5.5.-COMPARTIMENTACIÓN

La compartimentación interior en sectores de incendio se realizará con bloque de hormigón a revestir de 22cm recubido con mortero de cemento y arena de río M-5. Acabado fratasado. Habrá de aportar una resistencia al fuego (EI) de hasta 120 minutos según la zona y con acabado a cara vista.

Mismo cerramiento se usará para separar los aseos de la zona de administración del almacén de recambios de piezas.

El resto de las compartimentaciones se realizarán mediante módulos de tabique industrial de 55mm de espesor. Estos tabiques llegarán hasta el falso techo en la zona de administración y hasta el techo en la zona de aseos de administración. En la zona de aseos, vestuarios y oficinas del taller se montan los módulos de manera que quede una altura libre de 3m.

La zona de administración asoma al espacio diáfano a través de una vidriera de 20mm de espesor.

5.6.-PAVIMENTOS

La solera, en la edificación que no tiene plantas bajo rasante y en la planta baja del taller, será de 15cm de espesor y estará formada por una capa de hormigón armado HA 25 con mallazo de reparto de 6mm y 200mm de separación. Bajo esta solera se colocará una capa de zahorras de 20cm de espesor con lamina de polietileno interpuesta. Acabado fratasado.

En el forjado de la planta baja o rasante del taller se dotará a las placas de forjado de una capa de compresión de 5cm con mallazo de reparto dado por el prefabricador. Acabado fratasado.

Se coloca pavimento de revestimiento de gres compacto de 40x40cm mediante cemento cola sobre capa de mortero en la zona de administración, la zona de venta y exposición de coches, aseos, vestuarios, oficinas y escaleras de losa de hormigón. En aseos es antideslizante

En el resto de forjados, siempre que no exista falso techo, basta aplicar un enfoscado fratasado excepto en la cara superior del forjado de cubierta que se revestirá con diversas capas de aislamientos y gravas.

5.7.-REVESTIMIENTO DE PAREDES Y TECHO

Todos los enfoscados se ejecutarán con mortero de cemento acabándose fratasados.

Las paredes de los aseos de la zona de administración irán alicatadas con azulejos de gres natural, recibido con mortero de cemento. En los baños de la zona taller no hace falta ya que el fabricante del tabique industrial garantiza que su superficie es impermeable y permite discurrir correctamente la humedad hacia los suelos.

5.8.-CARPINTERÍA

Preamarco de hormigón prefabricado en las puertas de acceso a vehículos de la nave taller y el almacén de recambios de piezas. Serán puertas metálicas basculantes de acero accionadas por un motor eléctrico.

Las puertas peatonales del concesionario serán puertas acristaladas con carpintería de aluminio.

La puerta de acceso de vehículos a la zona de exposición será corredera acristalada de una sola hoja con carpintería de aluminio.

El resto de las puertas, tanto exteriores como interiores, a excepción de las cortafuego, serán de aluminio anodizado en color natural con marco de aluminio.

Las puertas de separación de sectores de incendio serán puertas cortafuego de marco y hoja de acero, rellenas con lana de roca.

Las ventanas exteriores así como la vidriera interior de la zona de administración se realizarán con carpintería de aluminio lacado..

5.9.-PINTURA

El acabado de paramentos verticales y horizontales se proyecta con pintura al plástico, incluso mano de imprimación, emplastecido y dos manos de acabado.

5.10.-BARRERAS DE PROTECCIÓN

En las escaleras existirán en uno o en ambos lados de cada tramo tubos verticales de sección cuadrada y 30mm de lado separados entre sí una distancia máxima de 15cm y altura mínima entre 90cm y 110cm según lo indicado por la normativa vigente y coronados por un pasamanos.

El muro de contención alrededor de la rampa se corona con un guardarrail de 90 cm de altura y doble bionda dejando un espacio de 15cm entre biondas.

6.-INSTALACIONES

El concesionario-taller dispone de las siguientes instalaciones: Red eléctrica, Red de Telefonía, Rede de Cable (Telecomunicaciones), Red de Abastecimiento, Red de Saneamiento y Red de Reserva de Agua Incendios.

La Red de Saneamiento en PLAZA es separativa y consta de Red de Aguas Residuales, Red de Aguas Pluviales y Red de Aguas Industriales. La Red de Aguas Industriales no es necesaria en este proyecto.

Todas las instalaciones irán soterradas desde su acometida en el exterior de la parcela hasta la cometida interior del edificio cumpliendo entre ellas las distancias horizontales y verticales de cruce suficientes de forma que no se produzca interferencia entre ellas y se dañe cualquiera de las redes.

6.1.-RED ELÉCTRICA

Se acomete a la red general de media tensión en el exterior de la parcela desde donde pasa al interior de la parcela y se transforma a baja tensión a través de un centro de transformación, que ocupa una superficie de $7 \times 3 \text{m}^2$, construido en el interior de la parcela pero de forma que los operarios de la red puedan tener acceso a este desde el exterior.

Ya en el interior la parcela, sale del transformador la red de baja tensión que acomete al interior de la edificación a través de 3 cuadros generales de baja tensión instalados cada uno de ellos en las entradas del concesionario, el almacén de recambios de piezas y el taller. Estos dan servicio a las zona de venta-exposición y administración, almacén de recambios y al taller respectivamente.

La instalación eléctrica deberá cumplir en todo momento el Reglamento Electrotécnico de Baja Tensión.

6.2.-RED DE TELEFONÍA

Se acomete a la red general de telefonía en el exterior de la parcela desde donde pasa al interior de la parcela y acomete al interior del edificio en dos tomas situadas en la entrada del concesionario y en la parte posterior del taller.

La toma situada en la entrada del concesionario da servicio a la zona de exposición-venta y administración mientras que la toma situada en la parte posterior del taller da servicio a las oficinas del taller y almacén de recambios.

6.3.-RED DE CABLE

Se acomete a la red general de cable en el exterior de la parcela desde donde pasa al interior de la parcela y acomete al interior del edificio en dos tomas situadas en la entrada del concesionario y en la parte posterior del taller.

La toma situada en la entrada del concesionario da servicio a la zona de exposición-venta y administración mientras que la toma situada en la parte posterior del taller da servicio a las oficinas del taller y almacén de recambios.

6.4.-RED DE ABASTECIMIENTO

Se acomete a la red general de abastecimiento en el exterior de la parcela.

Previo a la entrada de la red al interior de la parcela el conducto pasa por una arqueta con válvula de corte que permite el corte del suministro a la parcela desde el exterior en caso de ser necesario.

Ya en el interior de la parcela el abastecimiento se realiza a través de una red ramificada que lleva el agua a presión hasta dos acometidas en el interior del edificio y otras dos en el exterior del edificio.

En el interior del edificio la red acomete en el almacén de recambios y en la parte posterior del taller en puntos próximos a las zonas de aseos. Desde ahí se distribuye por el interior hacia los aseos, vestuarios, y demás puntos donde sea necesario. En los aseos y vestuarios existe una red independiente de agua caliente gracias a la existencia de un calentador por el que pasa la red de abastecimiento interior antes de llegar a estos.

En el exterior del edificio la red acomete a el depósito de reserva de incendios y a la zona de lavado de vehículos.

La red ramificada exterior cuenta con arquetas accesibles con válvulas de corte que permiten aislar partes de la red en caso de ser necesario.

Previo a cada acometida ya sea al interior del edificio, al depósito de reserva o a la zona de lavado se instala un contador con dos válvulas de corte que permitan tanto su montaje y desmontaje como el corte del suministro a esa acometida.

La red interior se realiza con tubos de PVC de diámetros comprendidos entre 32mm y 50mm.

La red exterior se realiza con tubos de PVC de diámetros comprendidos entre 50 y 90mm.

6.5.-RED DE PLUVIALES

Se recogen las aguas de lluvias caídas tanto en la edificación como en el resto de la parcela no edificada y se conducen al exterior de la parcela donde se vierten, mediante tres acometidas, a la red general de pluviales.

Para la recogida de las aguas en las zonas de la parcela no edificada se proyecta la superficie asfaltada con una pendiente longitudinal mínima del 0.01% y una pendiente transversal del 1.5% tal que el agua de lluvia discurra hasta los imbornales convenientemente situados. Los imbornales acometerán a un colector dentro de la parcela accesible desde el exterior mediante pozos de registro convenientemente situados. A la hora de dotar de pendiente transversal al asfalto se ha hecho de forma que las aguas no discurran nunca hacia la edificación y así evitar que puedan entrar en ésta.

Para la recogida de aguas de cubierta se han dispuesto bajantes en distintos puntos de la cubierta.

En la nave prefabricada cuya cubierta es a dos aguas, las bajantes partirán desde los canalones ya sean metálicos o de hormigón y las aguas irán a parar a:

- directamente al exterior en la zona que no existe medianería y a través de orificios practicados a ras del asfalto en las paredes de hormigón prefabricado.
- colector de aguas pluviales enterrado bajo la solera de la edificación realizada in-situ y el cual comparte con las aguas pluviales de la cubierta de hormigón armado. La conexión entre las bajantes desde el canalón metálico hasta dicho colector se realizará mediante orificios practicados en el muro de bloque de hormigón que conforma la medianería.

En la edificación realizada in-situ las bajantes se disponen en distintos puntos de los laterales de la cubierta. Al ser la cubierta una losa plana de hormigón armado, para el buen discurrir de las aguas de lluvia, hay que dotar a la cubierta de un pavimento que permita llevar las aguas de lluvia hacia las bajantes. Para ello, el pavimento en dirección longitudinal tendrá una pendiente mínima del 1% (ver planos) y en dirección transversal del 2%. La pendiente es mayor que la dada para las superficies asfaltadas de las zonas no edificadas debido a la capa aislante -impermeabilizante y gravas que las protege y no permite el fácil discurrir del agua. Las bajantes irán a parar a un colector de aguas pluviales enterrado bajo la solera y que acomete en el exterior de la edificación a otro colector de pluviales por el

que también discurren las aguas recogidas en el exterior de la edificación y el cual acomete finalmente a la red general de pluviales en el exterior de la parcela.

Al taller de chapa y pintura también acceden las aguas de lluvia a través de la rampa de entrada. Para su recogida se disponen sumideros justo al final de la rampa (entrada del taller) que recogen el agua de lluvia y la llevan a una bomba de elevación con la potencia necesaria para subir el agua 5m y expulsarla directamente al exterior a través de un orificio practicado a ras del asfalto en la pared de hormigón prefabricado.

La red exterior consta de pozos de registro ubicados en todos los cambios de dirección, intersecciones con otros colectores, unión de colectores de distinto diámetro y siempre a una distancia máxima menor a 50 m.

La red interior consta de arquetas registrables ubicadas en todos los cambios de dirección, intersecciones con otros colectores y unión de colectores de distinto diámetro.

La pendiente mínima de TODA canalización será del 1,5%

La red interior y exterior se realiza con tubos de PVC de diámetros comprendidos entre 40mm y 300mm.

6.6.-RED DE RESIDUALES

Se recogen las aguas de residuales procedentes del interior de la edificación y se conducen al exterior de la parcela donde se vierten, mediante una única acometida, a la red general de residuales.

Las aguas residuales provienen de los sumideros existentes en zonas de aseos, vestuarios, el taller mecánico-eléctrico y el taller de chapa y pintura.

En el taller de chapa y pintura, al encontrarse en planta bajo rasante, se conduce el agua hasta una bomba de elevación con la potencia necesaria para subir el agua 5m y verterla a la red de residuales de la planta superior. Para evitar que estas aguas, una vez en la planta superior, tomen la dirección equivocada se instala una arqueta con válvula anti-retorno.

La red exterior consta de elementos de registro ubicados en todos los cambios de dirección, intersecciones con otros colectores, unión de colectores de distinto diámetro y siempre a una distancia máxima menor a 50 m. Estos elementos de registro son bien pozos o arquetas en función de la longitud del tramo del colector entre intersecciones.

La red interior consta de arquetas registrables ubicadas en todos los cambios de dirección, intersecciones con otros colectores y unión de colectores de distinto diámetro.

Los colectores interiores irán soterrados y separados convenientemente de la red de abastecimiento. En caso de no ser posible soterrarlos (como en el taller al existir planta bajo rasante) irán sujetos convenientemente a las paredes y forjados mediante abrazaderas.

La pendiente mínima de TODA canalización será del 1,5%

La red interior y exterior se realizará con tubos de PVC de diámetros comprendidos entre 40mm y 300mm.

6.7.-RED DE RESERVA AGUA DE INCENDIOS

Esta red proporciona el agua a presión necesaria para las Bocas de Incendio Equipadas que se encuentran en el interior del edificio.

El agua proviene de un depósito de 54000 litros de capacidad situado en el interior de la parcela junto a la zona de lavado de vehículos.

El depósito contiene un equipo de presión tal que proporcione el caudal mínimo exigido por la normativa de incendios vigente a las Bocas de Incendio Equipadas.

Este depósito se llena a través de la red de abastecimiento de la parcela.

La red se realiza con conductos de PVC de diámetros comprendidos entre 75 y 90mm.

7.-ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN, CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

El cálculo de las acciones actuantes en la edificación se ha llevado a cabo siguiendo las especificaciones dadas por el DB SE-AE del CTE y consta como Anexo I a esta memoria.

En el Anexo I también se detalla el cálculo y cumplimiento del DB SE-A del CTE para la estructura de acero y de la EHE para la estructura de hormigón.

8.-ACCESIBILIDAD

La justificación del cumplimiento de accesibilidad dado tanto por el DB SUA del CTE como por la Ordenanza de Supresión de Barreras Arquitectónicas y Urbanísticas del Municipio de Zaragoza viene reflejada como Anexo X a esta Memoria.

9.-SEGURIDAD DE UTILIZACIÓN

La justificación del cumplimiento de seguridad de utilización de la edificación dada por el DB SUA del CTE viene reflejada como Anexo XI a esta Memoria.

10.-SEGURIDAD ANTE INCENDIOS

La justificación del cumplimiento de seguridad ante incendios dado tanto por el DB SI del CTE como por la Ordenanza Municipal de Protección contra Incendios de Zaragoza y por el Reglamento de Seguridad contra Incendios en los Establecimientos Industriales viene reflejada como Anexo XII a esta Memoria.

11.-PRESUPUESTO

El presupuesto de la obra asciende a 2.938.912,27€.

DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL DE CONCESIONARIO Y TALLER

CONCLUSIÓN

Mediante el diseño y cálculo de la estructura del concesionario taller y debido a las diversas tipologías estructurales existentes, se ha pretendido, y conseguido, ampliar los conocimientos adquiridos en la especialidad de Construcciones e Instalaciones Industriales en cuanto al cálculo de estructuras metálicas y de hormigón armado.

El cálculo de la estructura mediante elementos finitos a través de I-DEAS permite resolver los esfuerzos en la estructura de forma precisa, si bien no es el programa ideal para el diseño de estructuras de edificación puesto que no permite evaluar los resultados de cálculo de forma rápida y por lo tanto no permite una iteración rápida en los elementos que componen la estructura para comprobar si esta sigue o no funcionando en cuanto la sección de un determinado elemento cambia. De ahí que la mayoría de los pilares sean de la misma sección y muchos de ellos lleven una cuantía de acero mínima o que las losas sean todas de 30cm de espesor y vayan tan cargadas de acero (barras de 25). Lo ideal habría sido probar con diferentes secciones de pilares y losas hasta llegar al mejor compromiso estructural y económico. Es decir, I-DEAS funciona muy bien cuando únicamente se pretende comprobar una determinada estructura dada, pero no diseñarla.

En el diseño de estructuras de edificación hay que hacer que cada uno de los elementos que la componen trabajen de la forma para la que han sido concebidos. Esta "obviedad" es fundamental si no queremos complicar el cálculo de un elemento y además obtener secciones o armados desmesurados. Hagamos que los pilares trabajen a compresión, las vigas a flexión simple y las losas con flectores positivos en el centro y negativos en extremos. Si no es así, y la forma diseñada para la estructura es simple (no estamos construyendo una torre inclinada en Abu Dabi), habrá que preguntarse qué está fallando. En el caso de este proyecto, las losas van muy cargadas de acero debido a que aparecen tracciones desmesuradas y las losas no trabajan de la forma ideal que es para soportar cargas verticales. Posiblemente, esto se podría haber evitado separando estructuralmente (doblando pilar; losas discontinuas) los pasillos laterales de la zona de administración.

Siempre he escuchado la típica frase de "una cosa es lo dibujado sobre el papel y otra es la realidad". Con esto quiero decir que en todo diseño de una estructura hay que pensar en aquel que va a tener que estar en la obra construyéndola. Cuanto más fácil se lo pongamos a ellos, mejor realizarán su trabajo, menos problemas habrá en obra y el resultado final será más parecido al que hay sobre el papel, que a fin de cuentas es lo que se pretende. Con esto quiero decir que si esta obra se llevase a cabo más de un obrero se acordaría de mí, por ejemplo, cuando tuviesen que doblar el gran número de barras de 25mm existentes. Es correcto sobre el papel, pero está muy lejos de lo ideal en la obra.

En cuanto a la cimentación, quise calcular las zapatas aisladas flexibles en vez de rígidas que sería lo más habitual para la capacidad portante del terreno en proyecto. Como es lógico, salen zapatas de gran longitud que incluso me provocan que en la zona del ascensor tenga que bajar dos de los pilares a una cota inferior lo que seguramente no pasaría (sólo habría que bajar uno) si fuesen zapatas rígidas.

Por último, me he dado cuenta que en el diseño de la estructura hay que pensar desde el primer momento en la seguridad frente a incendios, puesto que va a condicionar los huecos en forjados, alturas, posición de las escaleras, cargas, etc. tal que si no se tienen en cuenta antes, puede dar al traste con la estructura, espacios útiles, funcionalidad...

Como conclusión final, si el concesionario taller se construyese tal y como proyectado, éste aguantaría y cumpliría su función estructural perfectamente durante los 50 años de vida útil, aunque desde luego la solución dada para la estructura, por todos los motivos descritos antes, tanto a nivel económico como constructivo no sería la ideal.

ANEXO I.
CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS.

1.- INTRODUCCIÓN

En sentido estricto, el cálculo de una estructura consiste esencialmente en comprobar que se satisfacen las condiciones de equilibrio de esfuerzos y compatibilidad de deformaciones. En un sentido más global, toda estructura debe reunir las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con objeto de que pueda rendir el servicio para el que ha sido proyectada.

Por ello, en el cálculo estructural y tanto en la normativa del hormigón como del acero, se requieren las verificaciones a los Estados Límite, siendo estos aquellas situaciones tales que al ser rebasados, colocan a la estructura fuera de servicio.

Los estados límite se clasifican en Estados Límite Últimos, referentes a la capacidad resistente de la estructura, y en Estados Límites de Servicio o de utilización, referentes a la máxima capacidad en servicio de la estructura.

Se trata por tanto de comprobar que la estructura es capaz de soportar unos esfuerzos mayores (Estados Límite Últimos) de los que en realidad, durante su vida útil, está previsto que vaya a soportar (Estados Límite de Servicio) tal que el edificio reúna las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad anteriormente mencionadas.

En el cálculo estructural se requieren dos tipos de verificaciones de acuerdo a la normativa del hormigón y a la del acero. Son las relativas a la estabilidad y resistencia (Estados Límite Últimos) y las relativas a la aptitud al servicio (Estados Límite de Servicio). Para la comprobación de dichos estados límite se debe previamente obtener los valores de cálculo del efecto de las acciones (peso propio, carga permanente, viento, nieve, sobrecarga de uso) sobre las estructura mediante las reglas de combinación indicadas en las normativas de acero y hormigón. El cálculo de esfuerzos se ha realizado con el programa de cálculo mediante elementos finitos I-DEAS. Éste cuenta con varios módulos que te permiten modelar y mallar la estructura mediante nodos (módulo *meshing*), los cuales se unen entre sí para crear, en el caso de pilares y vigas, elementos barra (*Beam*) y losas (*Thin shell*) y donde también se introducen los materiales a utilizar, hormigón y acero, con sus correspondientes características físicas. El módulo *Beam Section* permite crear todo tipo de secciones a asociar a las barras, mientras que el grosor de las losas se introduce directamente al definir el elemento *Thin Shell*. Una vez hecho esto, en el módulo *Boundary Conditions*, se introducen las diferentes cargas (viento, nieve, sobrecargas, permanentes) que actúan sobre la estructura así como las restricciones de los apoyos que en este caso son empotramientos en la base de los pilares, muros de contención y escaleras. Con la estructura, materiales y condiciones de contorno definidas ya se está en condición de acceder al módulo *Model Solution* donde se calcula la estructura para cada grupo de condiciones de contorno elegidas. El resultado del cálculo se visualiza en el módulo *Post Processing*.

Los resultados obtenidos (esfuerzos, tensiones, desplazamientos, reacciones) se pasan a una hoja EXCEL debidamente programada donde se comprueba que la estructura y cada uno de sus elementos cumplen la normativa referente al acero (DB SE-A), al hormigón armado (EHE-08) y a las cimentaciones (DB SE-C y EHE-08).

Este proceso hubo de repetirse siempre y cuando las comprobaciones a las diferentes normas no fueron correctas siendo necesario cambiar secciones de vigas y/o pilares y/o grosor de las losas o tipo estructural hasta que cumplieron todas las comprobaciones de la norma, momento en que se obtuvo la estructura final de la edificación.

2.- ACCIONES

El cálculo de acciones se lleva a cabo según lo expuesto en el DB SE-AE del CTE. Las acciones en la edificación se dividen en dos grupos: acciones permanentes (peso propio y cargas permanentes) y acciones variables (sobrecarga de uso, nieve y viento).

Destacar que el peso propio se refiere únicamente al peso de los elementos que conforman la estructura: pilares, vigas, losas, muros de contención, celosía metálica, viguetas de cubierta, placas alveolares. Es decir, el peso de aquellos elementos cuya resistencia y aptitud al servicio son evaluadas.

Mientras que el peso permanente se refiere al peso de: paneles sandwich de cubierta en nave prefabricada, placas de cubierta sobre celosía metálica, muros de bloque de hormigón de compartimentación de sectores de incendio, pavimento, peso de la capa de tierras de grava de impermeabilización de la losa de cubierta de la zona concesionario-recambios, paredes de hormigón armado prefabricadas de cerramiento exterior. Es decir, el peso permanente es el de todo aquel elemento fijo en la estructura y que apoya sobre alguno o varios de los elementos a cuyo cálculo corresponde este proyecto.

A continuación se detallan las acciones externas que actúan sobre cada uno de los elementos característicos de la estructura.

2.1- Acciones sobre la estructura metálica

Peso propio: Se considera una densidad de los perfiles de acero de 7820 Kg/m³.

Carga permanente: El peso de los paneles de cerramiento de la cubierta es 20 Kg/m².

Sobrecarga de uso: Se considera *cubierta ligera sobre correas (sin forjado)*, grupo G1, por tanto le corresponde 40 Kg/m².

Sobrecarga de nieve: La carga por unidad de nieve en proyección horizontal es 50Kg/m². Este valor viene dado por

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

siendo:

μ coeficiente de forma de cubierta el cual para cubiertas de inclinación entre 0 y 30° vale 1.

s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal. Teniendo en cuenta la altitud de Zaragoza éste toma un valor de 50 Kg/m².

Sobrecarga de viento: La acción del viento se calcula de forma independiente en dos direcciones ortogonales y en ambos sentidos para cada dirección. Este valor viene dado por

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

siendo:

q_b presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 50 Kg/m².

C_e el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. En este caso para una construcción situada en zona industrial y de altura 12m el coeficiente de exposición toma un valor de 1,9.

C_p el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión. Su valor se establece en el Anejo D punto 3 del DB SE-AE. Para este proyecto, la bóveda de estructura metálica, se considerará a efectos del cálculo de este coeficiente como una cubierta a dos aguas con pendiente del 20%.

		VIENTO NORTE Y SUR				
		F	G	H	I	J
Hipótesis 1	C_p	-1.2	-0.95	-0.41	-0.47	-0.56
	q_e (N/m ²)	-1026	-812.25	-350.55	-401.85	-478.8
Hipótesis 2	C_p	0.13	0.13	0.13	-0.22	-0.22
	q_e (N/m ²)	111.15	111.15	111.15	-188.1	-188.1

		VIENTO OESTE Y ESTE			
		F	G	H	I
Hipótesis 1	C_p	-1.41	-1.3	-0.64	-0.54
	q_e (N/m ²)	-1205.55	-1111.5	-547.2	-461.7

En dos tablas anteriores se recogen los valores de C_p para cada zona establecida por la norma. Ésta refleja que pueden existir valores distintos para cada viento ya que este puede actuar bien succionando o presionando sobre la cubierta.

2.2- Acciones sobre la estructura de hormigón in-situ

Viga de 10m

Peso propio: Se considera un peso del hormigón armado de 2500Kg/m³.

Carga permanente: El peso del muro de bloque de hormigón de 22cm de grosor que separa el almacén de recambios con las oficinas del concesionario y cuyo valor es 550 Kg/m².

Viga de 5m

Peso propio: Se considera un peso del hormigón armado de 2500Kg/m³.

Carga permanente: El peso del muro de bloque de hormigón de 22cm de grosor que compartimenta el hueco del ascensor y cuyo valor es 550 Kg/m².

Pilares interiores

Peso propio: Se considera un peso del hormigón armado de 2500Kg/m³.

Pilares exteriores

Peso propio: Se considera un peso del hormigón armado de 2500Kg/m³.

Carga permanente: Los pilares que sujetan el muro cortina soportan el peso de este que es de 75 Kg/m².

Sobrecarga de viento: La acción del viento se calcula de forma independiente en dos direcciones ortogonales y en ambos sentidos para cada dirección. Este valor viene dado por

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

siendo:

- q_b presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 50 Kg/m².
- C_e el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. En este caso para una construcción situada en zona industrial y de altura 12m el coeficiente de exposición toma un valor de 1,9.
- C_p el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión. Su valor se establece en el Anejo D punto 3 del DB SE-AE.

Debido a que C_p no viene reflejado en la norma para la forma exacta de la edificación, C_p se calcula suponiendo 3 edificaciones independientes - la nave prefabricada, el edificio correspondiente al almacén de recambios y el edificio correspondiente a la zona de exposición y oficinas – y asignando a C_p el valor 0 en las fachadas que en realidad son medianería.

		ALMACEN DE RECAMBIOS. VIENTO NORTE Y SUR.				
		A	B	C	D	E
Hipótesis 1	C_p	-1.2	-0.8	-0.5	0.72	-0.33
	q_e (N/m ²)	-1026	-684	-427.5	615.6	-282.15
Hipótesis 2	C_p	-1.2	-0.8	-0.5	0.72	-0.33
	q_e (N/m ²)	-1026	-684	-427.5	615.6	-282.15

		ALMACEN DE RECAMBIOS. VIENTO OESTE Y ESTE.				
		A	B	C	D	E
Hipótesis 1	C_p	-1.2	-0.8	0	0.74	-0.38
	q_e (N/m ²)	-1026	-684	0	632.7	-324.9
Hipótesis 2	C_p	-1.2	-0.8	0	0.74	-0.38
	q_e (N/m ²)	-1026	-684	0	632.7	-324.9

		ZONA DE EXPOSICION. VIENTO NORTE Y SUR.				
		A	B	C	D	E
Hipótesis 1	C_p	-1.2	-0.8	-0.5	0.72	-0.33
	q_e (N/m ²)	-1026	-684	-427.5	615.6	-282.15
Hipótesis 2	C_p	-1.2	-0.8	-0.5	0.72	-0.33
	q_e (N/m ²)	-1026	-684	-427.5	615.6	-282.15

		ZONA DE EXPOSICION. VIENTO OESTE Y ESTE.				
		A	B	C	D	E
Hipótesis 1	Cp	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
	qe (N/m ²)	-1026	-684	-427.5	598.5	-256.5
Hipótesis 2	Cp	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
	qe (N/m ²)	-1026	-684	-427.5	598.5	-256.5

Forjado inferior oficinas (Losa de hormigón armado)

Peso propio: Se considera un peso del hormigón armado de 2500Kg/m³.

Carga permanente: Peso del pavimento (baldosa) de valor 80 Kg/m².

Sobrecarga de uso: Se considera una carga de 300 Kg/m². Es mayor de la que exige la norma para zonas administrativas, pero de esta forma cumple también para las zonas de acceso y evacuación.

Forjado inferior almacén de recambios (Losa de hormigón armado)

Peso propio: Se considera un peso del hormigón armado de 2500Kg/m³.

Carga permanente: Peso del pavimento de valor 80 Kg/m².

Sobrecarga de uso: Se considera una carga de 500 Kg/m².

Forjado escaleras y vestíbulos de independencia (Losa de hormigón armado)

Peso propio: Se considera un peso del hormigón armado de 2500Kg/m³.

Carga permanente: Peso del pavimento de valor 80 Kg/m².

Sobrecarga de uso: Se considera una carga de 300 Kg/m².

Forjado superior (Losa de hormigón armado)

Peso propio: Se considera un peso del hormigón armado de 2500Kg/m³.

Carga permanente: Peso de la grava que sirve de protección para la impermeabilización de cubierta cuyo peso es de 250 Kg/m².

Sobrecarga de uso: Se considera *cubierta transitable sólo accesible privadamente*, grupo F, por tanto le corresponde 100 Kg/m².

Sobrecarga de nieve: La carga por unidad de nieve en proyección horizontal es 50Kg/m². Este valor viene dado por

$$q_n = \mu \cdot S_k$$

siendo:

μ coeficiente de forma de cubierta el cual para cubiertas planas vale 1.

s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal. Teniendo en cuenta la altitud de Zaragoza éste toma un valor de 50 Kg/m².

Sobrecarga de viento: Para su cálculo se aplican los mismos criterios que en el caso de los pilares teniendo en cuenta que la cubierta de la zona de recambios y exposición se consideran, a efectos de cálculo de c_p , como cubiertas planas sin parapeto puesto que las gravas de cubierta para protección de la impermeabilización enrasan las paredes de cerramiento y del parapeto ahí donde los haya. Además en la cubierta de la zona de exposición se asigna a c_p el valor cero en toda la superficie ocupada por la bóveda.

		ALMACEN DE RECAMBIOS. VIENTO NORTE Y SUR			
		F	G	H	I
Hipótesis 1	Cp	-1.8	-1.2	-0.7	0.2
	q _e (N/m ²)	-1539	-1026	-598.5	171
Hipótesis 2	Cp	-1.8	-1.2	-0.7	-0.2
	q _e (N/m ²)	-1539	-1026	-598.5	-171

		ALMACEN DE RECAMBIOS. VIENTO OESTE Y ESTE			
		F	G	H	I
Hipótesis 1	Cp	-1.8	-1.2	-0.7	0.2
	q _e (N/m ²)	-1539	-1026	-598.5	171
Hipótesis 2	Cp	-1.8	-1.2	-0.7	-0.2
	q _e (N/m ²)	-1539	-1026	-598.5	-171

		ZONA DE EXPOSICION. VIENTO NORTE Y SUR.			
		F	G	H	I
Hipótesis 1	Cp	-1.8	-1.2	-0.7	0.2
	q _e (N/m ²)	-1539	-1026	-598.5	171
Hipótesis 2	Cp	-1.8	-1.2	-0.7	-0.2
	q _e (N/m ²)	-1539	-1026	-598.5	-171

		ZONA DE EXPOSICION. VIENTO OESTE Y ESTE			
		F	G	H	I
Hipótesis 1	Cp	-1.8	-1.2	-0.7	0.2
	q _e (N/m ²)	-1539	-1026	-598.5	171
Hipótesis 2	Cp	-1.8	-1.2	-0.7	-0.2
	q _e (N/m ²)	-1539	-1026	-598.5	-171

2.3- Acciones sobre la estructura de hormigón prefabricado

Es función de la empresa de prefabricados el conocer el peso exacto de las piezas que fabrica. Es por ello que en este documento y en el cálculo de la estructura se considera siempre como peso propio del hormigón armado 2500 Kg/m³ el cual a todos los efectos se considera una buena aproximación.

Jácnas de cubierta (*Delta y T*)

Peso propio: Se considera un peso del hormigón armado de 2500Kg/m³. Además, puesto que no se han modelizado en IDEAS, se ha de considerar la contribución al peso propio de las viguetas prefabricadas de cubierta, que según datos del prefabricador pesan 32 Kg/m.

Carga permanente: Se incluye el panel sandwich de cubierta más elementos ligeros a colgar en cubierta como luminarias cuyo peso total es de 20 Kg/m².

Sobrecarga de uso: Se considera *cubierta ligera sobre correas (sin forjado)*, grupo G1, por tanto le corresponde 40 Kg/m².

Sobrecarga de nieve: La carga por unidad de nieve en proyección horizontal es 50Kg/m². Este valor viene dado por

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

siendo:

μ coeficiente de forma de cubierta el cual para cubiertas de inclinación entre 0 y 30° vale 1. Excepto en una franja de 2 metros de ancho adyacente a la edificación de hormigón in situ donde en previsión de acumulación de nieve $\mu = 2$.

s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal. Teniendo en cuenta la altitud de Zaragoza éste toma un valor de 50 Kg/m².

Sobrecarga de viento: La acción del viento se calcula de forma independiente en dos direcciones ortogonales y en ambos sentidos para cada dirección. Este valor viene dado por

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

siendo:

q_b presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 50 Kg/m².

C_e el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. En este caso para una construcción situada en zona industrial y de altura 9m el coeficiente de exposición toma un valor de 1,7

C_p el coeficiente eólico o de presión, será el asignado por la norma para cubiertas a dos aguas. Anejo D punto 3 del DB SE-AE.

		NAVE TALLER. VIENTO NORTE Y SUR.				
		F	G	H	I	J
Hipótesis 1	Cp	-1.64	-1.18	-0.58	-0.59	0.11
	q _e (N/m ²)	-1254.6	-902.7	-443.7	-451.35	84.15
Hipótesis 2	Cp	0.01	0.01	0.01	-0.56	-0.56
	q _e (N/m ²)	7.65	7.65	7.65	-428.4	-428.4

		NAVE TALLER. VIENTO OESTE Y ESTE.			
		F	G	H	I
Hipótesis 1	Cp	-1.89	-1.36	-0.7	-0.59
	q _e (N/m ²)	-1445.85	-1040.4	-535.5	-451.35

Jácenas de forjado

Peso propio: Se considera un peso del hormigón armado de 2500Kg/m³. Además, puesto que no se han modelizado en IDEAS, se ha de considerar la contribución al peso propio de las placas alveolares de forjado, que según datos del prefabricador pesan, con 5cm de capa de compresión, 532 Kg/m².

Carga permanente: Se considera suficiente el acabado proporcionado por la capa de compresión.

Sobrecarga de uso: Se considera suficiente una carga de 400 Kg/m².

Pilares interiores

Peso propio: Se considera un peso del hormigón armado de 2500Kg/m³.

Pilares exteriores

Peso propio: Se considera un peso del hormigón armado de 2500Kg/m³.

Sobrecarga de viento: La acción del viento se calcula de forma independiente en dos direcciones ortogonales y en ambos sentidos para cada dirección. Este valor viene dado por

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

siendo:

q_b presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 50 Kg/m².

C_e el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. En este caso para una construcción situada en zona industrial y de altura 9 m el coeficiente de exposición toma un valor de 1,7.

C_p el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión. Su valor se establece en el Anejo D punto 3 del DB SE-AE.

		NAVE TALLER. VIENTO NORTE Y SUR.				
		A	B	C	D	E
Hipótesis 1	C_p	-1.2	-0.8	0	0.74	-0.38
	q_e (N/m ²)	-918	-612	0	566.1	-290.7
Hipótesis 2	C_p	-1.2	-0.8	0	0.74	-0.38
	q_e (N/m ²)	-918	-612	0	566.1	-290.7

		NAVE TALLER. VIENTO OESTE Y ESTE.				
		A	B	C	D	E
Hipótesis 1	C_p	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
	q_e (N/m ²)	-918	-612	-382.5	535.5	-229.5

2.4- Acciones sobre los muros de contención.

El empuje horizontal o empuje activo sobre los muros de contención viene dado por

$$E_A(z) = K_A \cdot (\gamma \cdot z + q)$$

Siendo:

$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$	coeficiente de empuje activo de valor 0,27 para un valor de rozamiento del terreno $\phi = 35^\circ$.
γ	peso específico del terreno (carga permanente) que a falta de datos geológicos se considera igual a 2 T/m^3 .
z	profundidad del terreno en el punto en el que se calcula el empuje activo.
q	sobrecarga de uso del terreno de valor 1 T/m^2 siendo esta equivalente al peso transmitido al terreno por camiones de hasta 32 T.

La sobrecarga de 1 T/m^2 se aplica en todos los muros, aunque en el muro de contención que separa el sótano del taller y el resto de la edificación las sobrecargas normales de uso serían las de la zona de recambios y zona de exposición. En esa zona, por lo tanto, la carga de 1 T/m^2 tiene en cuenta el paso de camiones durante la construcción de la edificación.

3.- COMBINACIÓN DE ACCIONES

Para el cálculo de los Estados Límite se deben determinar las hipótesis de carga, dadas por la normativa de acero y hormigón, que son las diferentes combinaciones de las acciones (no incompatibles entre sí) que debe soportar la estructura, y que deben elegirse de forma que produzcan en ella los efectos más desfavorables.

3.1-Combinación de acciones en la estructura metálica (DB SE)

Se distingue entre la combinación de acciones referente a los Estados Límite último y a los Estados Límite de Servicio.

3.1.1-Estados Límite Últimos

Se considera únicamente el efecto de las acciones correspondiente a una situación permanente o transitoria, cuyo valor de cálculo viene determinado por

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$);
- b) una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot Q_K$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- c) el resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \Psi_0 Q_k$).

Los valores de los coeficientes de seguridad, γ , se establecen en la tabla 4.1 del DB SE para cada tipo de acción, atendiendo para comprobaciones de resistencia a si su efecto es desfavorable o favorable, considerada globalmente.

Los valores de los coeficientes de simultaneidad, ψ , se establecen en la tabla 4.2 del DB SE.

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

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

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

(1) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

3.1.2-Estados Límite de Servicio

Se considera únicamente combinaciones de acciones características a partir de la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
- una acción variable cualquiera, en valor característico (Q_k), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- el resto de las acciones variables, en valor de combinación ($\gamma_Q \Psi_0 Q_k$).

Los valores de los coeficientes de simultaneidad, ψ , se establecen en la tabla 4.2 del DB SE.

3.2-Combinación de acciones en estructura de hormigón (EHE)

Se distingue entre la combinación de acciones referente a los Estados Límite último y a los Estados Límite de Servicio.

3.2.1-Estados Límite Últimos

Se considera únicamente el efecto de las acciones correspondiente a una situación permanente o transitoria, cuyo valor de cálculo viene determinado por

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

donde:

- $G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes;
- $Q_{K,1}$ Valor característico de la acción variable determinante;
- $\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.

Los valores de los coeficientes de seguridad considerado nivel de control de ejecución normal son:

- γ_G si el efecto es desfavorable vale 1.5
si el efecto es favorable vale 1
- γ_Q si el efecto es desfavorable vale 1.6
si el efecto es favorable vale 0

Los coeficientes de simultaneidad para las acciones variables toman los mismos que se dan en el CTE DB SE.

3.2.2-Estados Límite de Servicio

Se considera únicamente el efecto de las acciones correspondiente a una situación permanente o transitoria, llamada también en este caso Combinación Característica dada por:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

donde:

- $G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes;
- $Q_{K,1}$ Valor característico de la acción variable determinante;
- $\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.

y siendo:

- γ_G si el efecto es desfavorable vale 1
si el efecto es favorable vale 1

γ_Q si el efecto es desfavorable vale 1
si el efecto es favorable vale 0

Es decir, en situaciones de Estado Límite de Servicio, las acciones nunca se mejoran.

Los coeficientes de simultaneidad para las acciones variables toman los mismos que se dan en el CTE DB SE.

4.- MINORACIÓN DE LOS MATERIALES

Para cubrir la posibilidad de reducción de resistencia de los materiales dados por defectos en los ensayos, defectos de ejecución, etc., las normativas del acero y del hormigón obligan a minorar las resistencias características de los materiales.

4.1.-Resistencia de cálculo del acero en la estructura metálica (DB SE-A)

Se define resistencia de cálculo del acero, f_{yd} , al cociente de la tensión del límite elástico y el coeficiente de seguridad del material:

$$f_{yd} = f_y / \gamma_M$$

Los coeficientes de seguridad adoptaran los siguientes valores:

- a) $\gamma_{M0} = 1,05$ coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material;
- 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 última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión;

4.2.-Resistencia de cálculo del hormigón armado (EHE)

En el cálculo de hormigón armado se define las resistencia de cálculo del hormigón como

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

Y la resistencia de cálculo del acero como

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

Siendo f_{ck} y f_{yk} las resistencias características del hormigón y acero respectivamente.

Según la tabla 15.3 del EHE-08, los coeficientes parciales de seguridad para los Estados Límites Últimos adoptaran los siguientes valores:

- $\gamma_c = 1,5$ coeficiente parcial de seguridad del hormigón;
- $\gamma_s = 1,15$ coeficiente parcial de seguridad del acero tanto para armaduras pasivas y activas;

Para el estudio de los Estados Límite de Servicio se adoptarán como coeficientes parciales de seguridad valores igual a la unidad.

5.- DURABILIDAD

Para poder garantizar que durante la vida útil de la estructura se den las condiciones de seguridad y funcionalidad para la que ésta se ha proyectado, es necesario seguir una estrategia que considere todos los posibles mecanismos de degradación adoptando medidas específicas en función de la agresividad a la que se encuentre sometido cada elemento.

En lo que a la comprobación de los Estados Límite se refiere, la durabilidad, en la estructura de hormigón armado, está influenciada por:

- a) el recubrimiento de las armaduras de hormigón armado
- b) el valor máximo de apertura de fisura

5.1.-Recubrimiento de las armaduras en el hormigón (EHE)

El recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos y estribos) y la superficie de hormigón más cercana. Para armaduras pasivas se debe garantizar un recubrimiento mínimo en la puesta en obra de:

- a) Para armaduras principales el recubrimiento mínimo deberá ser igual o superior al diámetro de dicha barra y a 0,80 veces el tamaño máximo de árido, salvo que la disposición de armaduras respecto a los paramentos dificulte el paso del hormigón, en cuyo caso se tomará 1,25 veces el tamaño máximo de árido.
- b) Para cualquier clase de armaduras pasivas (incluso estribos), el recubrimiento no será, en ningún caso, inferior a los dados en las tablas 37.2.4 EHE-08. Por lo tanto, para la clase de exposición, tipo de cemento, f_{ck} y vida útil de la estructura, es de 20mm. (Clase de exposición IIa; tipo de cemento común; $f_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$; vida útil 50 años)
- c) En piezas hormigonadas contra el terreno el recubrimiento mínimo será de 70mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza.

Para garantizar estos valores mínimos, se prescribe en el proyecto un valor nominal, r_{nom} , dado por:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

Siendo:

r_{nom} recubrimiento nominal

r_{min} recubrimiento mínimo

Δr margen de recubrimiento que para un nivel de control de ejecución normal vale 10mm.

5.2.-Valor máximo de la apertura de fisura (EHE)

Los valores máximos a considerar, en función de la clase de exposición ambiental, serán los indicados en la tabla 5.1.1.2.

Por lo tanto, para el tipo de clase de exposición ambiental ya mencionado, la abertura máxima de fisura, $w_{m\acute{a}x}$, es de 0,3mm.

6.- CÁLCULO

6.1- CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

6.1.1-Cálculo de barras

Con los esfuerzos obtenidos, a través de IDEAS para cada una de las barras de la estructura metálica que conforma la cubierta, se realizan las comprobaciones pertinentes a los Estados Límites indicadas en el CTE DB SE-A. Se trata de un proceso iterativo donde partiendo de una determinada sección de barra, ésta, se habrá de ir modificando hasta conseguir la sección óptima que cumpla todas las verificaciones de la norma. El cálculo se detalla en el Anexo II.

Los perfiles metálicos utilizados en este proyecto, son perfiles de sección normalizados estándar, y por lo tanto, pertenecientes a la Clase 1 y 2, Plástica y Compacta, según Tabla 5.1 del DB SE-A. Estas secciones están dimensionadas de forma que bajo las condiciones de uso habituales se agotan mucho antes de que lleguen a producirse fenómenos de inestabilidad local como la abolladura.

La norma en todo caso, y así se hace en este proyecto, permite comprobar estas secciones en régimen elástico, lo que supone un menor aprovechamiento del acero, pero queda del lado de la seguridad.

Las comprobaciones que se realizan en este proyecto, ya que, según la pieza, se tienen axiles, cortantes y flectores actuando simultáneamente son:

- a) Comprobación a cortante

$$V_{Ed} \leq A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Donde el área de cortante, A_v , tiene los siguientes valores:

- Secciones circulares huecas: $A_v = 2 \cdot A / \pi$
- Secciones cuadradas huecas: $A_v = 2 \cdot h \cdot t_w$

siendo:

A sección total

h y t_w altura y espesor respectivamente de la sección según el Anejo B de DB SE-A

V_{Ed} cortante de cálculo

- b) Comprobación a flexión compuesta

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1$$

siendo:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ y $M_{z,Ed}$, axil y los momentos flectores de cálculo respectivamente;

$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$ resistencia de la sección a tracción y compresión;

$M_{el,Rd} = W \cdot f_{yd}$ resistencia de la sección a flexión en cada plano;

W módulo resistente elástico correspondiente a la fibra con mayor tensión.

A nivel de sección sólo son necesarias estas comprobaciones ya que para todos los casos se ha verificado que el cortante de cálculo es menor que la mitad de la resistencia a cortante de la sección.

c) Comprobación a pandeo de las barras comprimidas.

Se comprueba a pandeo en cada plano posible en que pueda flexionar la pieza.

Al tratarse, como ya se dijo, de perfiles metálicos normalizados, sólo será necesaria la comprobación a pandeo por flexión en compresión centrada para barras de sección constante y axil constante.

Se comprueba que:

$$N_{Ed} < N_{b,Rd}$$

siendo:

N_{Ed} , el axil de cálculo;

$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$ resistencia última de la barra a pandeo;

$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_k)^2}} \leq 1$ coeficiente de reducción por pandeo, donde

$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) + (\bar{\lambda}_k)^2]$, con $\alpha = 0,21$, coeficiente de imperfección elástico, cuyo valor para este proyecto y siendo el tipo de perfil tubos cuadrados y circulares de chapa simple laminados en caliente de acero S355 viene dado por las Tabla 6.3 y 6.2 del DB SE-A;

$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yd}}{N_{cr}}} \leq 2$ esbeltez reducida;

$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I$ compresión crítica por pandeo donde

E es el módulo de elasticidad

I momento de inercia de la sección para flexión en el plano de pandeo considerado

$L_k = 1,0 \cdot L$ longitud de pandeo de la pieza en el caso de proyecto, según Tabla 6.1 del DB se-A, donde todas las barras que conforman la estructura metálica son biarticuladas, y siendo L la longitud teórica dada en IDEAS de cada barra, que es en cualquier caso mayor que la real y por lo tanto más desfavorable para el cálculo a pandeo.

d) Comprobación a flecha.

Para la comprobación de la flecha y siendo una comprobación relativa a Estados Límite de Servicio, se considera la flecha dada por combinación de acciones del tipo característica dadas por la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{l \geq 1} \Psi_{0,l} \cdot Q_{k,l}$$

es decir, considerando la flecha dada por la actuación simultánea de:

- 1) todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
- 2) una acción variable cualquiera, en valor característico (Q_k), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- 3) el resto de las acciones variables, en valor de combinación ($\psi_0 \cdot Q_k$).

y tal que se considera suficiente, bajo un criterio de integridad de los elementos constructivos, que la estructura horizontal de cubierta es suficientemente rígida si para el criterio de combinación de acciones anterior se cumple que:

$$\text{Flecha relativa} < \frac{1}{300}.$$

Siendo el criterio adoptado en proyecto más desfavorable que el dado en el CTE DB SE Artículo 4.3.

6.1.2-Cálculo de uniones

En la estructura metálica de cubierta es necesario el cálculo y comprobación de la unión entre sí de las barras (cordones, montantes y diagonales) que forman las celosías metálicas, y de las celosías metálicas con el forjado de hormigón armado. El cálculo se detalla en el Anexo III.

6.1.2.1-Cálculo de las uniones entre elementos de las celosías metálicas

Por tratarse de una celosía articulada en todos sus nudos, la unión entre estos se realiza mediante pasadores. Tanto estos como sus chapas de unión han de cumplir con lo exigido en el CTE DB SE-A Artículo 8.5.4.

Las dimensiones de chapas y pasadores se obtienen mediante un proceso iterativo de comprobación de la norma y fijando, por facilidad de construcción y fabricación, un espesor mínimo para las chapas laterales de 5mm y para la chapa central de 10mm.

Comprobaciones sobre las chapas de unión:

- a) resistencia a aplastamiento de chapa

$$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot t \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M2}}, \text{ con}$$

$F_{b,Ed}$, esfuerzo transmitido por la chapa considerada al pasador;

t , espesor de la chapa considerada;

d , diámetro del pasador

- b) resistencia a tracción y cortante

Se habrá de cumplir con una de las limitaciones geométricas establecidas en una de las versiones descritas en la figura 8.4 del CTE DB SE-A. Para la limitación de *espesor prefijado* se tiene que

$$a \geq \frac{F_{Ed}}{2 \cdot t \cdot f_{yd}} + \frac{2 \cdot d_0}{3}; \quad c \geq \frac{F_{Ed}}{2 \cdot t \cdot f_{yd}} + \frac{d_0}{3};$$

siendo:

F_{Ed} esfuerzo de cálculo de tracción sobre la chapa considerada;

$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$ resistencia de cálculo de la chapa considerada

a, c, t y d_0 dimensiones dadas en la figura 8.4 del DB SE-A

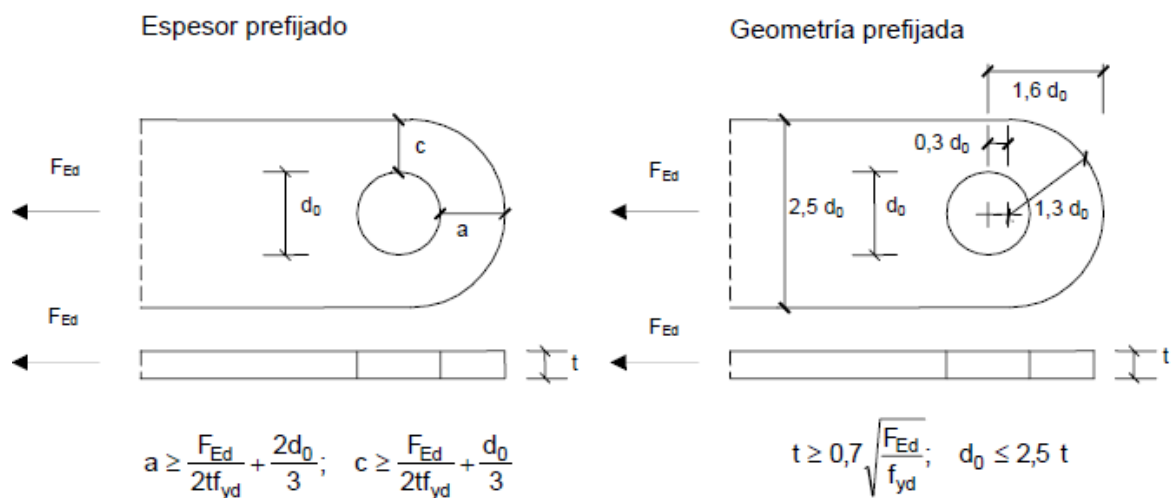


Figura 8.4 Condiciones geométricas para las chapas de las uniones con pasadores

Comprobaciones sobre los pasadores:

a) resistencia a cortante del pasador

$$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd} = 0,6 \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

siendo:

$F_{V,Ed} = \frac{F_{Ed}}{2}$ cortante de cálculo máximo actuando en la sección del pasador, con F_{Ed} el máximo axial absoluto de cálculo actuando en la barra.

f_{ub} resistencia última del acero del pasador.

ϕ diámetro del pasador.

b) resistencia a flexión del pasador

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = 0,8 \cdot \frac{\pi \phi^3}{32} \cdot \frac{f_{yb}}{\gamma_{M2}}$$

siendo:

$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed}}{8} (b + 4c + a) \quad \text{momento flector máximo de cálculo actuando en la sección del pasador, con } F_{Ed} \text{ el máximo axil absoluto de cálculo actuando en la barra.}$$

f_{yb} resistencia elástica del acero del pasador.

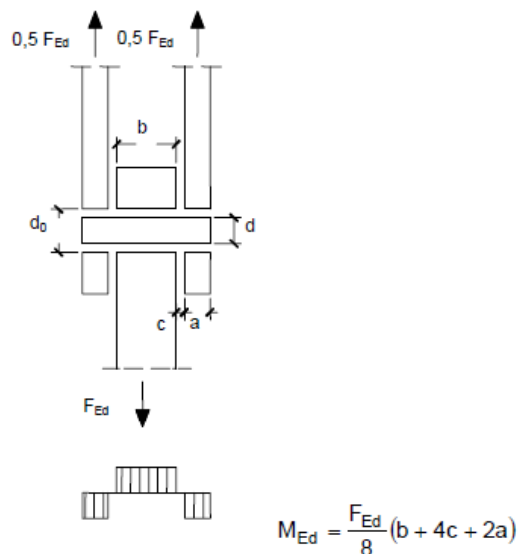
ϕ diámetro del pasador.

c) resistencia al esfuerzo combinado de cortante y flexión en el pasador

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

con los valores ya mencionados para cada una de las acciones de cálculo y esfuerzos resistentes que aparecen en la fórmula anterior.

De la figura 8.5 del DB SE-A se deducen los valores de los esfuerzos máximos para $F_{V,Ed}$ y M_{Ed} actuando en la sección del pasador.



6.1.2.2-Cálculo de la celosía metálica con el forjado de hormigón armado

Cada celosía se une al forjado superior de hormigón armado mediante una chapa horizontal atornillada al forjado sobre la cual va soldada una placa perpendicular a la que se une la celosía mediante pasador.

La unión entre la chapa vertical y la celosía se realiza de acuerdo a lo expuesto en el apartado anterior.

La unión atornillada se corresponde a una unión en T sometida a cortante y tracción, cuyo cálculo y comprobación se realizan según las exigencias del CTE DB SE-A Artículo 8.5.1, Artículo 8.5.2 y Artículo 8.8.3. Se comprueba, por tanto, las resistencias de tornillos y chapas, ya sea que la unión esté sometida a esfuerzo cortante, a tracción o a la combinación de ambos, y la resistencia por rotura a tracción del

alma de la T. Además se comprueba, según CTE DB SE-A Artículo 8.2 párrafo 5, que la chapa horizontal es lo suficientemente rígida para considerar nulas las tracciones adicionales sobre los tornillos debidas al “efecto palanca”.

Comprobaciones debidas al esfuerzo cortante sobre la unión:

El esfuerzo cortante de cálculo sobre la unión, $F_{V,Ed}$, es aquel esfuerzo total horizontal transmitido por la celosía al forjado. Se comprueba lo siguiente:

- a) resistencia a cortante de la sección transversal del tornillo.

$$F_{V,Ed}/n_{TOT} < F_{V,Rd}$$

$$F_{V,Rd} = n \cdot \frac{0,5 f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$$

siendo:

n_{TOT} número total de tornillos.

$n = 1$ número de planos de corte.

f_{ub} resistencia última del acero del tornillo.

A área del vástago del tornillo.

- b) resistencia a aplastamiento de la chapa que se une.

$$F_{V,Ed}/n_{TOT} < F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

siendo:

d diámetro del vástago del tornillo

t espesor de la chapa

f_u resistencia última del acero de la chapa

$$\alpha = \text{mínimo} \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

con

$e_1 = 1,2 \cdot d_0$ distancia del eje del agujero al borde de la chapa en la dirección de la fuerza que se transmite.

Se toma la distancia mínima dada para e_1 según DB SE-A Artículo 8.5.1.

$p_1 = 2,2 \cdot d_0$ separación entre ejes de agujeros en la dirección de la fuerza que se transmite.

Se toma la distancia mínima dada para p_1 según DB SE-A Artículo 8.5.1. En caso de una sola fila de agujeros, p_1 , vale cero.

$$d_0 = d + 5mm \quad \text{diámetro del agujero.}$$

Se le dan 5mm más que al diámetro del vástago para permitir cierta holgura durante el montaje.

c) resistencia a desgarro del alma

Corresponde a la resistencia de rotura del bloque material que remata cualquiera de las líneas entre agujeros extendida a los bordes más cercanos y que en caso del proyecto corresponde a la resistencia al esfuerzo de tracción, al que se ve sometido la chapa de unión, debido al esfuerzo cortante aplicado sobre la unión.

Se ha de cumplir que

$$F_{V,Ed} < F_{V,Rd}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{f_u \cdot A_{neta}}{\gamma_{M2}}$$

siendo

f_u resistencia última del acero de la chapa.

$A_{Neta} = t \cdot (L - n_a \cdot d_0)$ área neta de la sección.

donde

t espesor de la chapa.

n_a número de agujeros en dirección perpendicular al esfuerzo de tracción.

L longitud de la chapa en dirección perpendicular al esfuerzo de tracción.

d_0 diámetro del agujero.

Comprobaciones debidas a esfuerzo de tracción sobre la unión:

El esfuerzo de tracción de cálculo sobre la unión, F_{Ed} , es aquel esfuerzo total vertical actuando a tracción transmitido por la celosía al forjado. Se comprueba lo siguiente:

a) resistencia a tracción del tornillo.

$$F_{Ed}/n_{TOT} < F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

siendo

f_{ub} resistencia última del acero del tornillo.

A_s área del vástago del tornillo.

n_{TOT} número total de tornillos.

b) resistencia de cálculo a punzonamiento de la cabeza del tornillo o tuerca.

$$F_{Ed}/n_{TOT} < F_{p,Rd}$$

$$F_{p,Ed} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

siendo

f_u resistencia última del acero de la chapa

t_p espesor de la chapa bajo el tornillo o tuerca.

d_m menor valor de la distancia entre vértices de caras del tornillo o tuerca. A falta de estos datos se toma el diámetro del vástago que implica un cálculo más desfavorable.

Comprobaciones debidas a sollicitación combinada de cortante y tracción sobre la unión:

Cuando un tornillo esté sollicitado simultáneamente a tracción y a esfuerzo cortante, además de cumplir separadamente las condiciones para cortadura y tracción, debe verificar la condición de interacción siguiente:

$$\frac{F_{V,Ed}}{n_{TOT} \cdot F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{n_{TOT} \cdot 1,4F_{t,Rd}} \leq 1$$

siendo

$F_{V,Ed}$ esfuerzo cortante de cálculo sobre la unión.

$F_{t,Ed}$ esfuerzo de tracción de cálculo sobre la unión.

$F_{V,Rd}$ resistencia de cálculo frente a la cortadura del vástago.

$F_{t,Rd}$ resistencia de cálculo del tornillo en tracción.

n_{TOT} número total de tornillos.

Comprobaciones de rotura a tracción de la chapa vertical:

Esta comprobación no hace falta hacerla puesto que el espesor de la placa vertical se obtiene de las comprobaciones geométricas realizadas sobre el pasador ya vistas en el punto 6.1.1.1 de este documento y que tienen en cuenta los esfuerzos de cortante y tracción en la placa.

Comprobaciones de “efecto palanca” nulo:

Para poder considerar el efecto palanca nulo se ha de cumplir que

$$L_b \geq \frac{6,9 \cdot d^2 \cdot m^3}{L_{ef} \cdot t^3}$$

siendo (ver figura 8.1 b del CTE DB SE-A)

$L_b = 8 \cdot d$ longitud de alargamiento para anclajes en hormigón.

d diámetro del vástago del tornillo.

m distancia del eje del tornillo a la línea de formación de rótula plástica que en este proyecto se considera como la distancia del eje del tornillo a la chapa vertical (alma de la T).

t espesor de la chapa horizontal (ala de la T).

$L_{ef} = m + e_2 - d$ longitud eficaz de la ala de la T correspondiente al tornillo considerado.

Con e_2 la distancia mínima entre el eje del agujero y el borde de la chapa en la dirección perpendicular a la fuerza transmitida según el Artículo 8.5.1 del CTE DB SE-A.

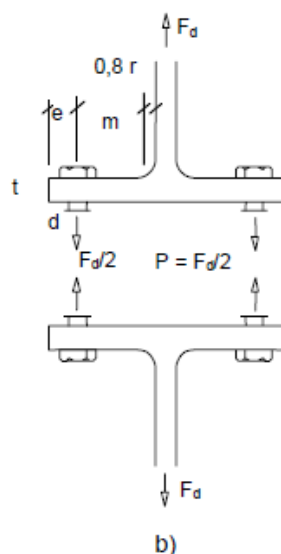


Figura 8.1 b CTE DB SE-A. Efecto palanca

6.1.2.3-Disposiciones constructivas

Tanto en el cálculo de la unión con pasadores, como en al cálculo de la unión con tornillos, se siguen las directrices dadas en el CTE DB SE-A Artículo 8.5.1 en cuanto a la situación de los agujeros en las placas como medio para prevenir la corrosión local y pandeo de las chapas así como para facilitar el montaje e inspecciones futuras.

Los límites mínimos y máximos para las distancias entre ejes de agujeros o de estos al borde de las piezas aparecen en la figura 8.2 del mencionado artículo.

a) distancias mínimas:

$$e_1 \geq 1,2 \cdot d_0$$

$$p_1 \geq 2,2 \cdot d_0$$

$$e_2 \geq 1,5 \cdot d_0$$

$$p_2 \geq 3,0 \cdot d_0$$

b) distancias máximas

$$\text{Para } e_1 \text{ y } e_2 \begin{cases} \leq 40\text{mm} + 4t \\ \leq 12t \text{ ó } 150\text{mm} \end{cases}$$

Para p_1 y p_2 $\begin{cases} \leq 14t \\ \leq 200\text{mm} \end{cases}$ que incluye la posibilidad de que una misma placa pueda estar sometida a compresión o a tracción según la combinación de cargas.

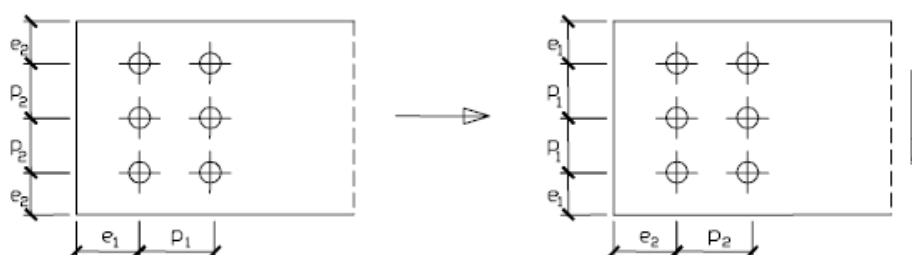


Figura 8.2 CTE DB SE-A. Disposiciones constructivas

6.1.3-Cálculo de ménsulas metálicas

En la estructura de hormigón armado prefabricado, existen una serie de piezas (vigas delta, jácenas de forjado) para cuyo apoyo se hace imprescindible el uso de ménsulas, en este caso metálicas, unidas a elementos hormigonados in situ (pilares, muros de contención). La unión de las ménsulas a los elementos de hormigón in situ se realiza por soldadura de ésta a placas embebidas en el hormigón.

6.1.3.1- Ménsulas metálicas

6.1.3.1.1- Hipótesis de cálculo

- A efectos de cálculo es suficiente considerar la ménsula como elemento barra aun cuando no existe una dimensión mucho mayor que las otras dos.
- Se considera empotramiento entre la ménsula y elemento de hormigón.
- Deben soportar únicamente el esfuerzo de las cargas verticales provenientes de los elementos prefabricados.
- La carga vertical se considera actuando en el extremo de la ménsula más alejado del pilar o muro de hormigón. Cálculo del lado de la seguridad.

Por lo tanto, la ménsula se calcula y comprueba como si de una viga en voladizo a flexión simple se tratase, siendo esta flexión generada únicamente por las cargas verticales ya que el apoyo entre elementos prefabricados y ménsulas no transmite momentos.

6.1.3.1.2- Comprobaciones

Las ménsulas no están modelizadas en IDEAS por lo que los esfuerzos transmitidos a estas son los que en IDEAS transmiten los elementos prefabricados al nudo donde enlazan con el pilar o muro de hormigón in situ.

Con los esfuerzos dados por IDEAS puestos en combinación y las hipótesis anteriores, se realizan las comprobaciones pertinentes según CTE DB SE-A para la ménsula de sección TT de altura variable y espesor de alas y almas dadas.

Al no ser el perfil de las ménsulas un perfil metálico normalizado, se ha de tener en cuenta los fenómenos de inestabilidad local, que estando la ménsula sometida a flexión simple y siendo la sección TT, será únicamente la abolladura por cortante del alma.

El cálculo se detalla en el Anexo IV.

a) Comprobación a cortante

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

donde A_v toma el siguiente valor:

$$A_v = 2 \cdot t_w \cdot \left(d + \frac{t_f}{2} \right)$$

siendo (Ver figura Ménsula TT de sección variable)

d es la altura del alma que varía a lo largo de la ménsula.

t_w espesor de las almas.

t_f espesor del ala.

V_{Ed} cortante de cálculo.

b) Comprobación a flexión simple

$$M_{Ed} < M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_{yd}$$

siendo

M_{Ed} momento flector de cálculo.

$M_{el,Rd} = W \cdot f_{yd}$ resistencia de cada sección a flexión en cada plano.

W_{el} módulo resistente elástico correspondiente a la fibra con mayor tensión en cada sección.

c) Esfuerzo combinado de flexión y cortante

En los casos en los que el cortante de cálculo es mayor que la mitad del cortante resistido, se hace la siguiente comprobación:

$$M_{Ed} < M_{v,Rd} = W_{el} \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd}$$

siendo

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

y el resto de valores de significado ya mencionado.

d) Comprobación a abolladura del alma

Al tratarse de perfiles no normalizados se precisa comprobar si es necesario el cálculo a abolladura del alma.

Para el caso de proyecto, no es necesario comprobar a abolladura del alma puesto que de acuerdo con CTE DB SE- Artículo 6.3.3.4 se cumple lo siguiente:

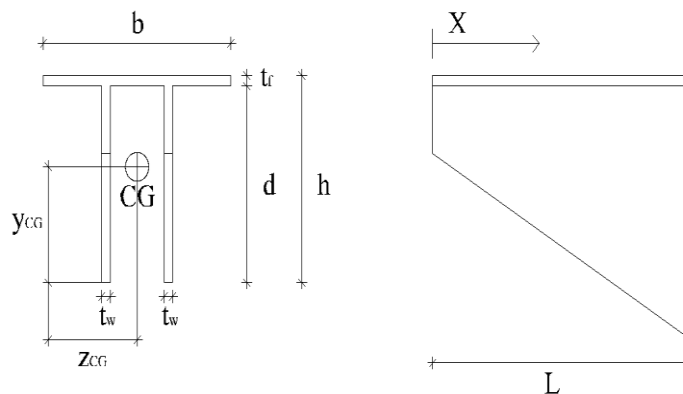
$$\frac{d}{t} < 70 \cdot \varepsilon$$

siendo

d valor máximo de la altura del alma en la sección.

t = t_w espesor de las almas

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235 \text{ N/mm}^2}{f_y}}$$



Ménsula TT de sección variable.

6.2- CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN IN-SITU

En este apartado del proyecto se justifican los cálculos realizados para la obtención de dimensiones y armado de los diferentes elementos de hormigón armado in situ: pilares, vigas, losas, escaleras y muros de contención.

No pertenece al propósito de este proyecto el cálculo de las piezas de hormigón prefabricado. Será el prefabricador quién, a partir de las necesidades en cuanto a cargas y dimensiones para la nave mencionadas en la memoria y planos de este proyecto, decida las dimensiones y armado de cada una de las piezas prefabricadas.

Sí es necesario, y puesto que existen piezas del prefabricado que apoyan o conectan con elementos de la estructura in situ, definir las dimensiones de las vigas Delta y T de cubierta, de las jácenas de forjado, y los pesos propios de las correas de cubierta y placas alveolares de forjado. Esto se puede realizar de manera precisa, pero no exacta, a través del catálogo del prefabricador, donde a partir de las luces y cargas actuando sobre las vigas y los forjados se da a conocer el tipo de jácena, placa alveolar, vigueta de cubierta, vigas de cubierta y sus pesos propios.

Como consecuencia, y a falta de conocer las dimensiones y armado definitivo de las piezas dadas por el prefabricador, en este proyecto se dan unas dimensiones y armados aproximados, pero no definitivos.

Una vez el prefabricador ha hecho entrega de las dimensiones y armados de sus piezas, será labor del proyectista el comprobar que estos son correctos, que cumplen la normativa vigente y recalcular, si es necesario, el resto de la estructura.

Previo al cálculo y comprobación del armado y dimensiones de los elemento de hormigón armado, es necesario obtener los esfuerzos actuando en las secciones de cada elemento.

Mediante IDEAS se obtienen: los esfuerzos en los extremos de cada barra en el caso de vigas y pilares; las tensiones superior e inferior en los elementos de tipo *shell*, es decir, losas, escaleras y muros.

Posteriormente, se introducen los datos dados por IDEAS en una hoja EXCELL y se obtienen: los esfuerzos en cada sección de la viga o pilar; los esfuerzos las zonas de losas, muros o escaleras en estudio.

Los esfuerzos obtenidos, se introducen en una hoja EXCELL debidamente programada, y se les aplica las diferentes hipótesis combinatorias para el cálculo y comprobación de los Estados Límite según la EHE-08, obteniendo las dimensiones y armado de cada uno de los elementos.

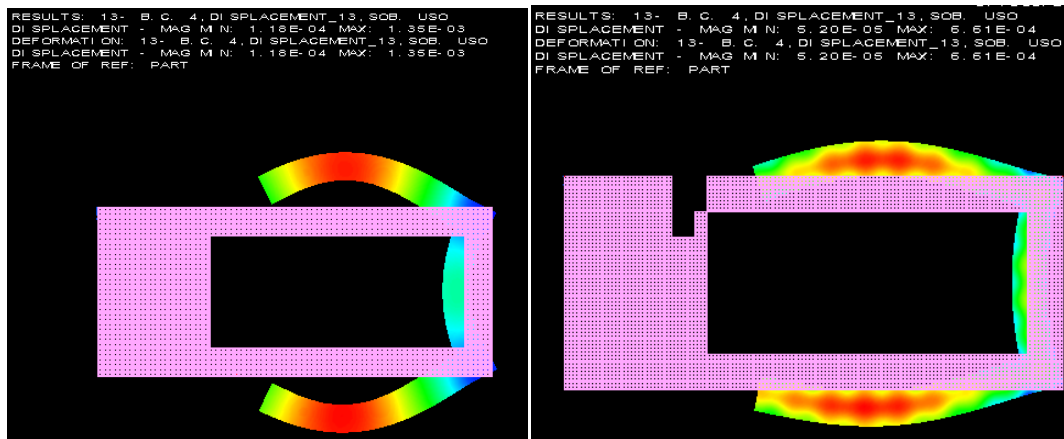
En las losas de forjado y escaleras se coloca armadura simétrica en las dos caras.

Esto se debe a que la cubierta abovedada de gran superficie, ejerce grandes empujes sobre las largas y estrechas alas que forman los forjados de las oficinas comportándose estos como vigas a flexión que en su giro arrastran al forjado de oficinas perpendicular a ellos mientras que en el forjado de la zona de recambios, de mayor rigidez que los pasillos, este efecto apenas es apreciable.

Este efecto, se da sobre todo en cargas de nieve, de uso y permanente, mientras que con el peso propio apenas se da y con los vientos se pueden deformar incluso al sentido contrario del que aparece en la figura dada a continuación.

A nivel de esfuerzos la distribución de momentos positivos y negativos, sobre todo en los forjados que forman las oficinas, no es nada homogéneo, variando según la carga aplicada. Por ello, a la hora de obtener esfuerzos, se dividen los forjados en distintas zonas y se obtiene para cada zona y carga los momentos positivos y negativos máximos tomando para el cálculo el mayor de los dos y armando simétricamente para estar del lado de la seguridad.

En los forjados de la zona de recambios y en las escaleras también, aunque debido a las cargas de viento y las cargas debidas a los muros de compartimentación se dan distribuciones de momentos poco homogéneas, por lo que también se arma de la misma manera.



Deformación de los forjados superior e inferior debido a la sobrecarga de uso.

En los muros de contención se coloca un armado base simétrico calculado a partir de los momentos positivos que existen en las zonas altas del muro, caso del muro del sótano de la zona taller, o una parrilla base a cuantías mínimas en caso de que los momentos positivos sean poco importantes como ocurre en el muro de la rampa.

Este armado base se refuerza con barras en el trasdós de la base del muro para resistir los momentos negativos máximos en la base del muro debido al empuje de las tierras.

El cálculo de los muros se realiza, en cualquier caso, considerando axil nulo, lo que está del lado de la seguridad ya que el axil de cálculo es siempre de compresión.

Las vigas, cuyo propósito es soportar el peso del muro de bloque de hormigón sobre éstas, cuando el forjado por sí solo no pudiese dando lugar a flechas inadmisibles, se calculan a flexión simple con armadura no simétrica.

Cierto es, que la estructura transmite a las vigas esfuerzos axiales y flexiones en más de una dirección, pero estos esfuerzos son en todo momento despreciables para el cálculo habiendo sido necesario cambiar la configuración de la estructura en caso de que hubieran sido relevantes.

los pilares

En los pilares, siempre que es posible, se arma con armadura simétrica y sólo en las esquinas. Se añade armadura de piel cuando así sea necesario para cumplir cuantías mínimas o separación mínima entre barras.

Sobre estos son importantes el esfuerzo axil y la flexión en dos direcciones ortogonales aparte de que el armado está muy condicionado por la condición de pandeo.

La norma, EHE-08, permite, en función de los esfuerzos y el pandeo, armar considerando los momentos flectores independientes siendo este un caso de *dimensionamiento* a flexión simple compuesta. Sin embargo, en los casos que la flexión esviada es importante, se procede a un caso de *comprobación* donde a partir de un armado dado se comprueba que la flexión que puede resistir ese armado se encuentra dentro de unos parámetros en cuanto al pandeo.

En vigas y muros de contención, con el fin de optimizar la armadura y ahorrar material, se localizan las secciones a partir de las cuales la envolvente de esfuerzos es tal que permite el uso de una menor sección de armadura longitudinal. A partir de estos puntos se tienen en cuenta una longitud de decalaje y de anclaje y se cortan las barras longitudinales necesarias de forma que su distribución siga siendo simétrica en la sección.

A continuación se detalla los cálculos relativos a los Estados Límite a realizar sobre cada elemento. Todos estos cálculos se ven reflejados en los Anexos del V al VIII.

6.2.1- Cálculos relativos a los Estados Límite Últimos

Se habrán de cumplir los Estados Límites Últimos referentes a:

1. Agotamiento frente a solicitaciones normales.

Cálculo de la armadura longitudinal.

2. Agotamiento frente a cortante

Cálculo de la armadura transversal.

3. Inestabilidad

Comprobación de la estructura a pandeo.

4. Agotamiento frente a punzonamiento

Comprobación frente a punzonamiento.

6.2.1.1- Armadura longitudinal

Se calcula según los métodos simplificados de dimensionamiento y comprobación de secciones del EHE-08 Anejo7, respetando las disposiciones relativas entre armaduras y cuantías mínimas dadas en los artículos 42.3 y 69.4 del EHE-08

6.2.1.1.1- Cálculo de la armadura longitudinal

El Estado Límite de Agotamiento frente a esfuerzos normales se puede alcanzar ya sea por: exceso de deformación plástica del acero, por aplastamiento del hormigón en flexión y por aplastamiento del hormigón en compresión.

a) Dimensionamiento a flexión compuesta recta con armaduras simétricas.

Este es el método utilizado para el cálculo del armado de las losas de forjado, losas de escalera y la parrilla base de muros de contención. También es el utilizado en aquellos pilares cuyo estado de solicitaciones no obliga a usar comprobaciones a flexión esviada.

CASO 1º $N_d < 0$

$$U_{s1} = U_{s2} = U_s = \frac{M_d}{(d - d')} - \frac{N_d}{2}$$

CASO 2º $0 \leq N_d \leq 0,5U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{(d - d')} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d d}{d - d'} \left(1 - \frac{N_d}{2U_0}\right)$$

CASO 3º $N_d > 0,5U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{(d - d')} + \frac{N_d}{2} - \alpha \frac{U_0 d}{d - d'}$$

con

$$\alpha = \frac{0,480m_1 - 0,375m_2}{m_1 - m_2} \geq 0,5 \left(1 - \left(\frac{d'}{d} \right)^2 \right)$$

donde

$$m_1 = (N_d - 0,5U_0)(d - d')$$

$$m_2 = 0,5N_d(d - d') - M_d - 0,32U_0(d - 2,5d')$$

y siendo

M_d, N_d esfuerzos de cálculo.

d canto útil.

d' recubrimiento.

U_s capacidad mecánica de las armaduras.

$U_o = 0,85 \cdot b \cdot d \cdot fcd$ capacidad resistente del hormigón de la sección, siendo b el ancho de la sección en el caso de pilares y de valor la unidad en el caso de losas, escaleras y muros de contención.

b) Dimensionamiento a flexión compuesta esviada con armaduras simétricas.

Este es el método utilizado para el cálculo del armado de los pilares ya sea necesario sobre estos considerar los efectos de segundo orden relativos al pandeo de soportes esbeltos o no.

En el EHE-08 Anejo7 existe un método que permite realizar la comprobación de estas secciones sin más que reducir el problema mediante una sencilla fórmula a uno de sección compuesta recta. Este método sólo es aplicable cuando existen armaduras únicamente en las 4 esquinas de la sección, caso que no se da en este proyecto puesto que por cuantías mínimas y dimensiones de la sección siempre se hace necesario que haya al menos una barra en el centro de cada cara.

En este proyecto, el cálculo de pilares sometidos a flexión esviada y misma armadura en todas sus caras, se puede reducir a un problema de flexión compuesta recta si dadas dos direcciones ortogonales pertenecientes al plano de la sección, los ejes de cálculo de primer orden en estos dos planos, e_x y e_y , se encuentran en la zona rayada de la Figura 43.5.2.a.

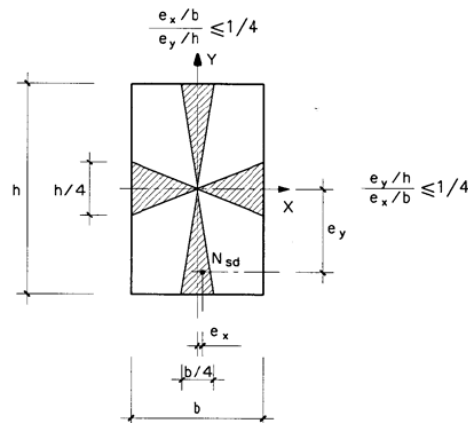


Figura 43.5.2.a

Si esto se cumple, se calcula la armadura a flexión compuesta recta con armadura simétrica independientemente en cada uno de los dos planos tomando el armado más desfavorable de entre los dos obtenidos y colocando el mismo armado en las cuatro caras del pilar.

En caso contrario, y sean N_d , M_{yd} , M_{xd} , el axil de cálculo y los flectores de cálculo en dos direcciones ortogonales pertenecientes a la sección, se ha de cumplir que estos quedan por debajo de la superficie de interacción correspondiente a la armadura longitudinal del pilar. Por lo tanto, para N_d dado, se ha de cumplir que:

$$\frac{M_{xd}}{M_{xu}} + \frac{M_{yd}}{M_{yu}} \leq 1$$

donde:

M_{xu} y M_{yu} esfuerzos flectores últimos resistidos por la sección.

En el caso de proyecto, por considerar siempre misma armadura en las cuatro caras del pilar, se ha de cumplir que:

$$M_{xu} = M_{yu} = M_u$$

Y para el máximo aprovechamiento de la armadura longitudinal se tiene que:

$$M_u = M_{xd} + M_{yd}$$

La armadura longitudinal se obtiene introduciendo los valores de M_u y N_d en las fórmulas de dimensionamiento a flexión compuesta recta con armadura simétrica.

Este método es el mismo que se aplica para comprobar el pandeo de pilares en caso de tener en cuenta los efectos de segundo orden, extendido también, en este apartado, a los efectos de primer orden.

c) Dimensionamiento a flexión simple en sección rectangular. Fibra neutra prefijada a la profundidad límite x_l .

Este es el método utilizado para el cálculo del armado de las vigas y para el cálculo de las barras de refuerzo a momentos negativos en la base de los muros de contención. Fijar la línea neutra a la profundidad límite supone aprovechar al máximo tanto la armadura de tracción como la sección de hormigón.

CASO 1º $M_d \leq 0,375 U_0 d = M_{lim}$

$$U_{s2} = 0$$

$$U_{s1} = U_0 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_0 d}} \right)$$

CASO 2º $M_d > 0,375 U_0 d = M_{lim}$

$$U_{s2} = \frac{M_d - 0,375 U_0 d}{d - d'}$$

$$U_{s1} = 0,5U_0 + U_{s2}$$

siendo

M_d, N_d esfuerzos de cálculo.

d canto útil.

d' recubrimiento.

U_{s1} capacidad mecánica de las armadura en tracción.

U_{s2} capacidad mecánica de las armadura en compresión.

$U_0 = 0,85 \cdot b \cdot d \cdot fcd$ capacidad resistente del hormigón de la sección, siendo b el ancho de la viga.

Es decir, se prescinde de armadura de compresión siempre que el bloque de hormigón sea capaz de soportar por sí solo el momento de cálculo respecto a la fibra donde se sitúa la armadura más traccionada cuando el eje neutro se encuentra a una distancia límite $x_i=0,625d$. Esto supone una deformación en la fibra de acero de 0,002, tal que aun valor mayor de $x > x_i$, la tensión en la armadura de tracción será menor que f_{yd} y por lo tanto ya no trabajaría a su máxima capacidad.

d) Comprobación de secciones rectangulares sometidas a flexión simple.

Este es el método utilizado para obtener los cortes de las armaduras en vigas y muros de contención.

Dada una armadura, por lo tanto U_{s1} y U_{s2} son conocidos, se obtiene el esfuerzo último, M_u , capaz de resistir esta armadura.

CASO 1º $U_{s1} - U_{s2} < U_v$

$$M_u = 0,24U_v d' \frac{(U_v - U_{s1} + U_{s2})(1,5U_{s1} + U_{s2})}{(0,6U_v + U_{s2})^2} + U_{s1}(d - d')$$

CASO 2º $U_v \leq U_{s1} - U_{s2} \leq U_0$

$$M_u = (U_{s1} - U_{s2}) \left(1 - \frac{U_{s1} - U_{s2}}{2U_0} \right) d + U_{s2}(d - d')$$

siendo

d canto útil.

d' recubrimiento.

$$U_v = 2U_0 \frac{d'}{d}$$

$U_0 = 0,85 \cdot b \cdot d \cdot fcd$ capacidad resistente del hormigón de la sección, siendo b el ancho del pilar.

6.2.1.1.2- Disposiciones relativas y cuantías mínimas de la armadura longitudinal

- a) Distancia mínima, s_{min} , libre horizontal y vertical entre dos barras aisladas consecutivas

$$s_{min} \geq \begin{cases} 20mm \\ \text{diámetro de la mayor} \\ 1,25 \cdot \text{tamaño máximo de árido} \end{cases}$$

- b) Distancia máxima, s_{max} , libre horizontal y vertical entre dos barras aisladas consecutivas

$$s_{max} \leq \begin{cases} 30cm \\ 3 \cdot \text{espesor bruto de la sección del elemento en la que se encuentre} \end{cases}$$

Se coloca armadura de piel en aquellos pilares y vigas cuya armadura de cálculo no cumpla con s_{max} .

- c) Límites a las cuantías mecánicas

Agotamiento de la sección se produce por flexión simple o compuesta.

La armadura resistente longitudinal traccionada debe cumplir la siguiente limitación a cuantía mínima

$$A_s f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} f_{ct,m,fl}$$

donde:

A_s area de la armadura pasiva traccionada.

f_{yd} resistencia de cálculo del acero de la armadura activa en tracción.

W_1 módulo resistente de la sección bruta relativa a la fibra más traccionada.

$f_{ct,m,fl}$ resistencia media a flexotracción del hormigón.

z brazo mecánico de la sección que a falta de cálculos más precisos se adopta, $z = 0,8h$, siendo h el canto bruto de la sección.

Agotamiento de la sección se produce por compresión simple o compuesta.

Las armaduras resistentes sometidas a compresión simple o compuesta deben cumplir las siguientes limitaciones:

1. Cuantía mecánica mínima:

$$A'_{s1} f_{yc,d} \geq 0,05 N_d$$

$$A'_{s2} f_{yc,d} \geq 0,05 N_d$$

2. Cuantía mecánica máxima:

$$A'_{s1} f_{yc,d} \leq 0,5 f_{cd} A_c$$

$$A'_{s2} f_{yc,d} \leq 0,5 f_{cd} A_c$$

donde:

$f_{yc,d} = 400 \text{ N/mm}^2$ resistencia del acero a compresión. Según la norma éste vale f_{yd} y nunca puede ser mayor que 400 N/mm^2 . La resistencia del acero usado en proyecto es 500 N/mm^2 . De ahí el valor asignado a $f_{yc,d}$.

A'_{s1} y A'_{s2} son respectivamente el área de las armaduras principales en la zona menos comprimida y más comprimida.

N_d axil de cálculo en compresión.

f_{cd} resistencia de cálculo del hormigón en compresión.

A_c área de la sección total de hormigón.

d) Cuantías geométricas mínimas

Sea la cuantía geométrica, $\frac{A_s}{A_c}$, se ha de cumplir que:

$$\frac{A_s}{A_c} \geq \frac{\gamma}{1000}$$

siendo γ el valor dado en la Tabla 42.3.5 del EHE-08

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽⁶⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

donde:

A_c área de la sección bruta de hormigón

- A_s en pilares es el área del total de armaduras longitudinales.
 En vigas es el área de las armaduras en la cara de tracción. Se recomienda un 30% de esta en la cara de compresión.
 En losas es el área de las armaduras de una cualquiera de las dos caras (armadura simétrica). Es más desfavorable que en la EHE-08 que reparte la cuantía mínima en las dos caras.
 En muros de contención la armadura vertical se refiere a el área de la armadura de tracción, y la armadura horizontal a el área de la armadura repartida entre las dos caras.

e) Anclaje de las armaduras.

1. Aspectos generales.

Considerando barras de característica de adherencia certificadas según el Anejo C de la norma UNE-EN 10080, la longitud de anclaje, l_b , por *prolongación recta* a excepción de las cimentaciones, nudos y elementos extremos, viene dada por:

- Para barras en posición I:

$$l_{bI} = m\phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \phi$$

- Para barras en posición II:

$$l_{bII} = 1,4m\phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{14} \phi$$

donde:

- ϕ diámetro de la barra en mm.
 $m = 1,5$ coeficiente dado por la tabla 69.5.1.2.a EHE-08.
 f_{yk} resistencia característica de acero en N/mm².

El tipo de posición de las barras ya sea este I ó II, viene definido según EHE-09 Artículo 69.5.1.1, tal que para los elementos de proyecto será:

Posición I o de buena adherencia. Barras situadas en la mitad inferior de la sección o formando un ángulo de 90° con la horizontal. Se da en:

- barras destinadas a resistir momentos positivos en vigas.
- todas las barras de los muros de contención.
- todas las barras de las cimentaciones.
- pilares.

Posición II o de adherencia deficiente. Barras situadas en la mitad superior de la sección y a menos de 30cm de la cara superior de hormigonado. Se da en:

- barras destinadas a resistir momentos negativos en vigas.

2. Aspectos particulares.

Son aspectos reflejados en la norma que en el caso de proyecto afectan a la longitud de anclaje en vigas y en zapatas de cimentación.

En vigas:

- a la longitud de anclaje, l_b , hay que sumarle una longitud de *decalaje* que tiene en cuenta un aumento de la tracción en las barras longitudinales consecuencia de resistir el esfuerzo cortante mediante un modelo de bielas y tirantes, y que según el Artículo 44.2.3.4.2 EHE-08 y dada la orientación $\phi = 45^\circ$ supuesta para las bielas de compresión, es igual al canto útil d .
- se prolonga hasta los apoyos al menos un tercio de la armadura necesaria para resistir el máximo momento positivo.
- el anclaje de la armadura de negativos en el apoyo se hará bajando las armaduras dobladas 90° y prolongándolas la longitud de anclaje necesaria por la cara más alejada del pilar.

6.2.1.2- Armadura transversal

Se calcula según las disposiciones dadas en el Artículo 44 EHE-08, respetando las disposiciones relativas entre armaduras y cuantías mínimas dadas en este artículo y en el Artículo 42.3 EHE-08.

6.2.1.2.1- Cálculo de la armadura transversal

El Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante se puede alcanzar ya sea por agotamiento de la sección a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción. En consecuencia, se comprueba que se cumple simultáneamente lo siguiente:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

donde:

$V_{rd} = V_d$ esfuerzo cortante de cálculo.

V_{u1} esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

V_{u2} esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los valores de V_{u1} y V_{u2} , supuesto un modelo de bielas y tirantes con bielas de hormigón a $\phi = 45^\circ$ y tirantes formados por barras a $\alpha = 90^\circ$ respecto al eje longitudinal de la pieza, vienen dados como se describe a continuación.

- Obtención de V_{u1}

$$V_{u1} = k \cdot 0,30 f_{cd} b_0 d$$

con:

b_0 anchura del elemento.

d canto útil.

f_{cd} resistencia de cálculo del hormigón.

$k = 1$ coeficiente de reducción por efecto de axiles de compresión en la sección de hormigón.

k , es un coeficiente que tiene en cuenta la compresión extra, procedente de axiles de compresión, a la que se someten las bielas de hormigón, tal que $k < 1$ únicamente cuando:

$$k = 2,5 \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} \right) \quad \text{para } 0,6f_{cd} < \sigma'_{cd}$$

siendo

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

con:

N_d esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A_c área total de sección de hormigón.

$A_{s'}$ área total de la armadura comprimida.

f_{yd} resistencia de cálculo de la armadura.

f_{cd} resistencia de cálculo del hormigón.

Para $0,6f_{cd} = \sigma'_{cd}$, sección de pilar mínima en proyecto de 50 x 50 cm, y sin tener en cuenta la compresión en el armado longitudinal, se tiene que $N_d > 250$ T. Este valor es mayor que cualquier esfuerzo axil de compresión dado en proyecto. Por lo tanto, para el caso de proyecto no se comete error al tomar $k=1$.

- Obtención de V_{u2} :

Al contrario que en cálculo de secciones de hormigón sometidas a esfuerzos normales donde la resistencia a tracción del hormigón se considera nula, en el cálculo de secciones sometidas a esfuerzos tangenciales se considera que el hormigón tiene cierta resistencia a la tracción. Por ello, cabe la posibilidad de prescindir de armadura transversal excepto cuando existen barras de cálculo a compresión susceptibles de pandear o cuando la norma exige una cuantía mínima de armadura transversal.

Considerando regiones fisuradas la obtención de V_{u2} varía según sea necesaria o no armadura transversal.

1. Piezas sin armadura de cortante

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100\rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] b_0 d \quad \text{para todo elemento excepto pilares.}$$

con un valor mínimo de

$$V_{u2min} = \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2} \right] b_0 d \quad \text{para todo elemento incluido pilares.}$$

Fórmulas en las que se ha despreciado el efecto favorable del axil de compresión y donde:

f_{ck}	resistencia característica del hormigón.
b_0	anchura del elemento.
d	canto útil.
$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) < 2$	con d en mm.
$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0,02$	cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción anclada a una distancia mayor o igual que d a partir de la sección en estudio.

Como se indica anteriormente en este apartado, en el caso de los pilares se toma siempre $V_{u2} = V_{u2min}$. Esto se debe a que en los pilares las barras longitudinales pueden estar solicitadas tanto a tracción como a compresión. La norma se refiere a ρ_l como la cuantía geométrica de las barras a *tracción*, luego en caso de compresión habrá que tomar V_{u2min} . Realmente, y como los cortantes máximos en pilares son muy pequeños, se observa, en el resultado, que los pilares no necesitarían armadura transversal si no fuese por la necesidad de impedir el pandeo de las barras comprimidas.

En el caso de que $V_{u2} < V_d$, es necesario incluir armadura transversal de cortante tal y como se indica a continuación.

2. Piezas con armadura de cortante

En este caso el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

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

V_{cu} , es la contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante tal que:

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \xi (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] b_0 d \quad \text{para todo elemento excepto pilares.}$$

con un valor mínimo de

$$V_{cumin} = \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2} \right] b_0 d \quad \text{para todo elemento incluido pilares.}$$

Fórmulas en las que se ha despreciado el efecto favorable del axil de compresión y donde:

f_{ck}	resistencia característica del hormigón.
b_0	anchura del elemento.
d	canto útil.
$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) < 2$	con d en mm.

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0,02$$

cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción anclada a una distancia mayor o igual que d a partir de la sección en estudio.

En el caso de pilares vale lo mismo que lo dicho para V_{u2} para el caso de piezas sin armadura de cortante.

V_{su} , es la contribución de la armadura transversal a la resistencia al esfuerzo cortante tal que:

$$V_{su} = A_{90} f_{y90,d} 0,90d$$

donde:

A_{90} área de armadura transversal con barras levantadas a 90° por metro lineal.

$f_{y90,d} = 400 \text{ N/mm}^2$ resistencia de cálculo del acero de las barras y que, en el cálculo a cortante, la norma la limita a 400 N/mm^2 , pues el trabajo a tensiones superiores conllevarían deformaciones que podrían resultar en una fisuración excesiva.

6.2.1.2.2- Disposiciones relativas y cuantías mínimas de la armadura transversal

- a) Separación longitudinal máxima, s_t , entre armaduras transversales levantadas a $\alpha = 90^\circ$.

$$s_t \leq 0,75d \leq 600 \quad \text{si } V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1}$$

$$s_t \leq 0,60d \leq 450 \quad \text{si } \frac{1}{5} \leq V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1}$$

$$s_t \leq 0,30d \leq 300 \quad \text{si } V_{rd} \geq \frac{2}{3} V_{u1}$$

- b) Separación transversal, $s_{t,trans}$, entre ramas de armaduras transversales

$$s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

- c) Prescripciones en caso de existir armadura pasiva en compresión y ésta se ha tenido en cuenta en el cálculo

- Separación longitudinal máxima, s_t , entre armaduras transversales

$$s_t \leq \phi_{min} \quad \text{siendo } \phi_{min} \text{ el diámetro de la barra comprimida más delgada incluidas las de piel. En piezas comprimidas, pilares, } s_t \leq 300 \text{ mm.}$$

- Diámetro mínimo, ϕ_t , de la armadura transversal

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \phi_{max} \quad \text{siendo } \phi_{max} \text{ el diámetro de la barra comprimida más gruesa.}$$

- Además, para que los cercos y estribos arriostren eficazmente la armadura longitudinal en compresión, se adoptan disposiciones del tipo dadas en la Figura 42.3.1 EHE-08

- d) Cuantía mecánica mínima

Es tal que se cumple:

$$A_{90} f_{y90d} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_0$$

cuyos valores se explicaron en el 6.2.1.2.1.

e) Otras disposiciones

En todos los casos se prolonga la colocación de los cercos o estribos en una longitud mínima igual a medio canto de la pieza más allá de donde dejan de ser teóricamente necesarios.

En el caso de apoyos, los cercos o estribos se dispondrán hasta el borde de los mismos.

6.2.1.3- Comprobación de la estructura a pandeo

La comprobación a pandeo se realiza según lo establecido en el Artículo 43 EHE-08.

La estructura se considera traslacional al no haberse provisto de muros o núcleos a contraviento. Además, y puesto que se trata de una edificación con menos de 15 plantas, en las que el desplazamiento máximo en cabeza bajo cargas características, calculado mediante la teoría de primer orden y con las rigideces correspondientes a las secciones bruta, no supera 1/750 de la altura total, basta comprobar los soportes aisladamente, no haciendo falta realizar una comprobación a pandeo global de la estructura.

La norma permite 3 tipos de métodos de comprobación a pandeo de soportes aislados según su esbeltez mecánica, λ , sea:

- $200 \geq \lambda \geq 100$ que los Método general. Se da en soportes aislados mucho más esbeltos a los existentes en este proyecto.
- $100 > \lambda > \lambda_{inf}$ Método aproximado dado en los Artículos 43.5.1 ó 43.5.2.
- $\lambda_{inf} > \lambda$ No hace falta comprobar a pandeo. El soporte es muy poco esbelto luego se desprecian los efectos de segundo orden.

El valor de, λ_{inf} , viene dado por la norma en el Artículo 43.1.2 EHE-08, además, en este proyecto se limita a valores menores o iguales a 35, según

$$\lambda_{inf} = 35 \sqrt{\frac{C}{v} \left(1 + \frac{0,24}{e_2/h}\right)} \geq 35$$

quedando por lo tanto del lado de la seguridad.

El valor de la esbeltez mecánica, λ , viene dado por

$$\lambda = l_0 / i_c$$

con

$$i_c = \frac{h}{2\sqrt{3}} \quad \text{radio de giro de la sección de hormigón en la dirección considerada.}$$

$$l_0 = \alpha \cdot l \quad \text{longitud de pandeo.}$$

donde:

h canto total de la sección de hormigón en la dirección considerada.

l longitud entre ejes del soporte.

$\alpha = 1$ factor de longitud de pandeo.

El valor α , tiene en cuenta la distancia entre puntos de momento nulo de los soportes, y viene dado según el Artículo 43.4 EHE-08 por:

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4(\Psi_A + \Psi_B) + 1,6\Psi_A \cdot \Psi_B}{7,5 + (\Psi_A + \Psi_B)}}$$

donde Ψ representa relaciones de rigideces entre los soportes y las vigas a los que están unidos.

Para casos ideales de soporte empotrado y biarticulado se tiene respectivamente $\alpha = 0,5$ y $\alpha = 1$.

En el caso de proyecto, se tiene que los extremos de todos los pilares están unidos bien a losa de hormigón armado o bien a la cimentación. Siendo que tanto las losas, como la cimentación, son muchísimo más rígidas que el propio soporte, se puede afirmar que la distancia entre puntos de momento nulo es siempre y para todo pilar menor que la longitud del propio soporte y por lo tanto tomar $\alpha = 1$, queda del lado de la seguridad.

Una vez conocido λ , y en caso de que $100 > \lambda > \lambda_{inf}$, se procede a calcular la armadura longitudinal de los soportes teniendo en cuenta o no los efectos de segundo orden según los casos anteriormente mencionados y que a continuación se detallan.

1. $\lambda_{inf} > \lambda$.

En este caso se trata de soportes muy pocos esbeltos donde la normativa permite despreciar los efectos de segundo orden.

Se calculan las armaduras longitudinales de los soportes como se detalla en el apartado 6.2.1.1.1 para armaduras simétricas en flexión compuesta recta o esviada.

2. $100 > \lambda > \lambda_{inf}$.

En este caso los soportes se consideran suficientemente esbeltos para tener en cuenta los efectos de segundo orden.

La norma permite utilizar un método aproximado tal que los soportes se encuentran en buenas condiciones frente al pandeo cuando son capaces de resistir una excentricidad total, e_{tot} , dada por:

$$e_{tot} = e_e + e_a$$

con:

e_e es el mayor valor entre $\left\{ \begin{array}{l} \text{máxima excentricidad de primer orden en los extremos del pilar} \\ h/20 \\ 2 \text{ cm} \end{array} \right.$

$$e_a = (1 + 0,12\beta)(\varepsilon_y + 0,0035) \frac{h+20e_e}{h+10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50i_c}$$

donde:

e_a excentricidad ficticia utilizada para simular los efectos de segundo orden.

l_o longitud de pandeo.

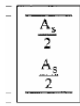
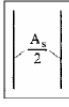
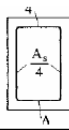

i_c radio de giro de la sección de hormigón en la dirección considerada.

h canto total de la sección de hormigón en la dirección considerada.

$\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{210000 \text{ N/mm}^2}$ deformación del acero para la tensión de cálculo f_{yd} .

$\beta = 1,5$ factor de armado para armaduras simétricas en ambas direcciones dado por la Tabla 43.5.1 EHE-08.

Tabla 43.5.1

Disposición de armadura	i_s^2	β
	$\frac{1}{4}(d - d')^2$	1,0
	$\frac{1}{12}(d - d')^2$	3,0
	$\frac{1}{6}(d - d')^2$	1,5
	$\frac{1}{8}(d - d')^2$	2,0

Conocida e_{tot} en dos planos ortogonales de pandeo es necesario determinar si basta comprobar separadamente según los dos planos principales de flexión. Para ello, los axiles de cálculo de primer orden en estos dos planos, e_x y e_y , han de encontrarse en la zona rayada de la Figura 43.5.2.a.

Si esto se cumple, se calcula la armadura a flexión compuesta recta con armadura simétrica independientemente en cada uno de los dos planos (Ver apartado 6.2.1.1), tomando:

N_d axil de cálculo

$M_{i,d} = N_d \cdot e_{j,tot}$ flector de cálculo según el eje i obtenido a partir de la excentricidad en el eje j , perpendicular a i .

asignando al pilar la armadura más desfavorable de las obtenidas para cada plano.

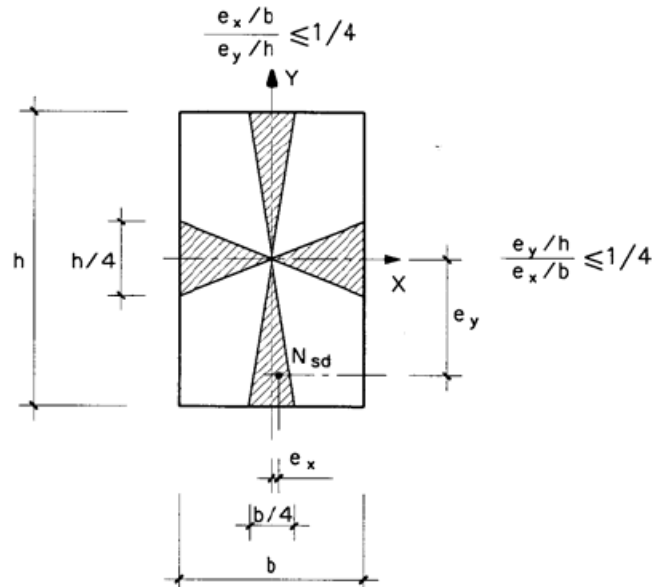


Figura 43.5.2.a

En caso de que el esfuerzo axial de cálculo no esté aplicado en la zona rayada de la figura anterior, el soporte se encuentra en buenas condiciones respecto al pandeo si dado el axil de cálculo N_d , se cumple la siguiente condición:

$$\frac{M_{xd}}{M_{xu}} + \frac{M_{yd}}{M_{yu}} \leq 1$$

donde:

M_{xd} y M_{yd} esfuerzos flectores de cálculo en dos direcciones ortogonales pertenecientes al plano de la sección incluyendo los efectos de segundo orden. Es decir:

$$M_{i,d} = N_d \cdot e_{j,tot}$$

M_{xu} y M_{yu} esfuerzos flectores últimos resistidos por la sección.

En el caso de proyecto, por considerar siempre misma armadura en las cuatro caras del pilar, se ha de cumplir que:

$$M_{xu} = M_{yu} = M_u$$

Y para el máximo aprovechamiento de la armadura longitudinal se tiene que:

$$M_u = M_{xd} + M_{yd}$$

La armadura longitudinal se obtiene introduciendo los valores de M_u y N_d en las fórmulas detalladas en el apartado 6.2.1.1.1 de este documento para comprobación de secciones rectangulares sometidas a flexión compuesta recta con armadura simétrica.

6.2.1.4- Comprobación frente a punzonamiento

La comprobación a punzonamiento se hará según el Artículo 46 EHE-08

Se comprueba la resistencia de las losas que sin armadura transversal han de ser capaces de resistir esfuerzos transversales producidos por cargas concentradas debidas a la reacción de los pilares sobre la losa.

Estos esfuerzos transversales se *modelizan* como la suma de unas tensiones tangenciales actuando en un perímetro crítico, u_1 , alrededor del pilar que, en el caso de proyecto, viene definido según la Figura 46.2.a, b y c EHE-08 donde d se refiere al canto útil de la losa.

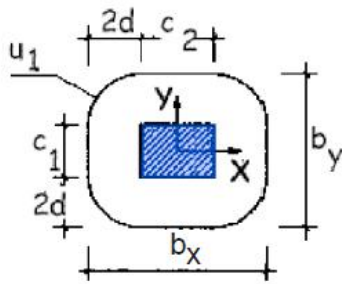


Figura 46.2.a

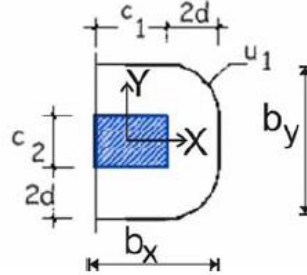


Figura 46.2.b

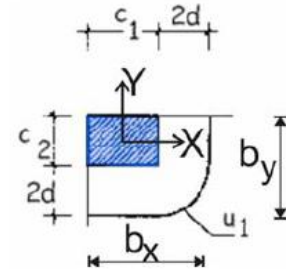


Figura 46.2.c

Según ocurra que la sección de hormigón del perímetro crítico sea capaz de resistir por sí sólo o no estas tensiones tangenciales, se podrá prescindir o no de la armadura transversal de punzonamiento.

6.2.1.4.1- Losas sin armadura de punzonamiento

No es necesaria la armadura de punzonamiento cuando se cumple:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

con:

τ_{sd} tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 d}$$

$F_{sd,ef} = \beta F_{sd}$ esfuerzo activo de punzonamiento de cálculo teniendo en cuenta el momento transferido entre losa y soporte.

β coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga y vale:

$$\beta = \begin{cases} 1,15 & \text{en soportes interiores} \\ 1,40 & \text{en soportes de borde} \\ 1,50 & \text{en soportes de esquina} \end{cases}$$

F_{sd} esfuerzo de punzonamiento de cálculo. Es la reacción del soporte debida únicamente al esfuerzo axial que le transmite la losa. Es decir, se descuenta el esfuerzo axial transmitido por el pilar encima de la losa.

u_1 perímetro crítico.

d canto útil de la losa calculado como la semisuma de los cantos útiles correspondientes a las armaduras en dos direcciones ortogonales.

τ_{rd} tensión máxima resistente en el perímetro crítico.

$$\tau_{rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100\rho_l f_{ck})^{1/3}$$

con un valor mínimo de

$$\tau_{rdmin} = \frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

expresiones en la que no se ha considerado el efecto favorable de los axiles y donde

f_{ck} resistencia característica de hormigón.

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0,02$ cuantía geométrica de armadura longitudinal a tracción de la losa, siendo ρ_x y ρ_y , para el caso de proyecto, las cuantías geométricas por metro de losa en las dos direcciones ortogonales de armado de la losa.

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ con d , canto útil de la losa, en mm..

6.2.1.4.2- Losas con armadura de punzonamiento

En caso de no cumplirse la condición dada en el apartado anterior, es necesario aumentar el espesor de la placa o colocar armadura de punzonamiento, dentro de la zona limitada por el perímetro crítico, formada por estribos verticales dispuestos tal y como indican las Figuras 46.5.a y 46.5.b EHE-08.

Se comprueban las tres zonas afectadas por el punzonamiento: zona con armadura a punzonamiento; zona exterior a dicha armadura; zona adyacente al soporte.

1. Zona con armadura transversal de punzonamiento.

El área total, A_{sw} , de armadura de punzonamiento a 90° en cada perímetro concéntrico al soporte y separados una distancia s entre sí, debe ser tal que cumpla:

$$\tau_{sd} \leq 0,75\tau_{rd} + 1,5 \frac{A_{sw} f_{y90,d}}{s \cdot u_1}$$

donde:

en el caso de proyecto, la distancia s entre cercos y la distancia entre el primer cerco y el borde del pilar toman los valores mínimos dados en las Figuras 46.5.a y 46.5.b EHE-08.

$f_{y90,d} = 400 \text{ N/mm}^2$ resistencia de cálculo de la armadura limitada por la norma a 400N/mm^2 .

τ_{sd} tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico.

τ_{rd} tensión máxima resistente en el perímetro crítico.

con τ_{sd} y τ_{rd} calculadas tal y como se expone en el apartado anterior.

Es decir, se admite que en todos los puntos dentro del área alrededor del soporte limitada por el perímetro crítico, actúa una tensión tangencial τ_{sd} y el hormigón resiste un cortante τ_{rd} .

2. Zona exterior a la armadura de punzonamiento.

Se comprueba que en la zona exterior a la armadura de punzonamiento no se requiere dicha armadura, para lo cual debe cumplirse la condición:

$$F_{sd,ef} \leq \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} \right) u_{n,ef} \cdot d$$

donde:

$u_{n,ef}$ nuevo perímetro crítico definido en la Figuras 46.5.a EHE-08.

$F_{sd,ef} = F_{sd}$ esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo tal y como se definió en el apartado 6.2.1.4.1, pero considerando que el momento transferido entre soporte y losa por excentricidad de la carga es nulo y por lo tanto $\beta = 1$.

con el resto de variables definidas y calculadas en el apartado anterior y considerando despreciable el efecto favorable de los axiles de compresión.

En caso de no cumplirse esta condición, se prolonga la armadura de punzonamiento una distancia igual a dos veces el canto útil y se vuelve a comprobar la zona exterior a la armadura de punzonamiento. Si aún así sigue sin cumplirse esta condición, se optará por pilar con capitel.

3. Zona adyacente al soporte o carga.

Se comprueba que el esfuerzo máximo de punzonamiento, $F_{sd,ef}$, cumple la condición:

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 d} \leq 0,5 f_{1cd}$$

donde:

$f_{1cd} = 0,60 f_{cd}$ con f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón.

u_0 perímetro de comprobación que según Figura 46.4.3 y el tipo de soporte vale:

$$u_0 = 2c_1 + 2c_2 \quad \text{para soportes internos.}$$

$$u_0 = c_1 + 2c_2 \quad \text{para soportes de borde.}$$

$$u_0 = c_1 + c_2 \quad \text{para soportes de esquina.}$$

d canto útil de la losa.

$F_{sd,ef} = F_{sd}$ esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo tal y como se definió en el apartado 6.2.1.4.1.

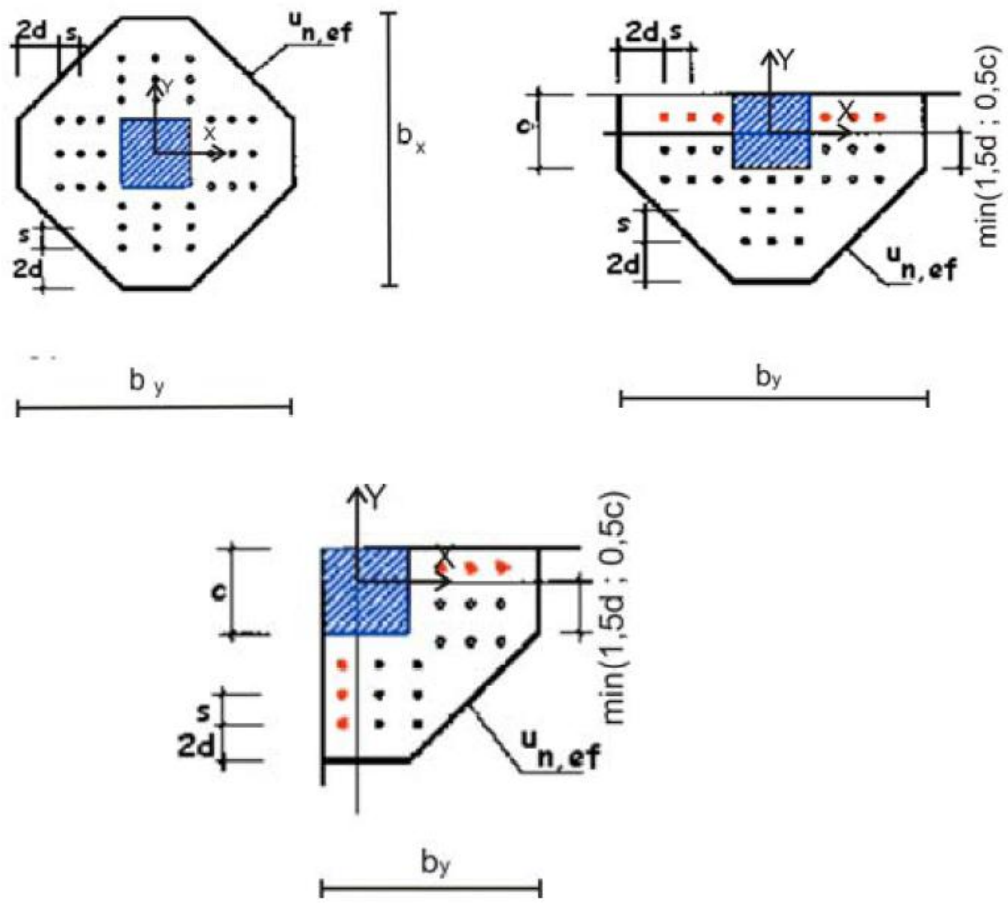


Figura 46.5.a Planta de tipos de armado de punzonamiento.

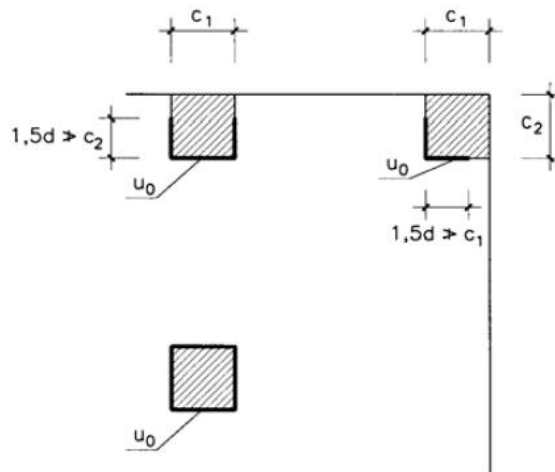


Figura 46.4.3. Perímetro crítico u_0

6.2.2- Cálculos relativos a los Estados Límite de Servicio

Se habrán de cumplir los Estados Límites de Servicio referentes a:

1. Fisuración
2. Deformación

6.2.2.1- Comprobación a Estado Límite de Fisuración

Por razones de durabilidad es necesario comprobar que no se rebasa el Estado Límite de Fisuración caracterizado por la abertura máxima que las fisuras en las piezas de hormigón pueden alcanzar bajo determinadas condiciones ambientales.

La comprobación a fisuración se realiza de acuerdo al Artículo 49 EHE-08, debiendo, para el caso de proyecto, considerar la fisuración por tracción y por esfuerzos cortantes.

6.2.2.1.1- Fisuración por tracción

Se comprueba que la abertura de la fisura, w_k , bajo la hipótesis más desfavorable de combinación de cargas en servicio, es decir, sin mayorar esfuerzos, y sin minorar la resistencia de los materiales cumple que:

$$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$$

donde:

w_k abertura característica de la fisura

$w_{m\acute{a}x} = 0,3mm$ abertura máxima de la fisura definida en el apartado 5.2

La abertura característica de la fisura, w_k , viene dada por la expresión:

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

donde:

$\beta = 1,7$ coeficiente que relaciona la abertura media con su valor característico.

s_m separación media entre fisuras expresada en mm. Su valor viene dado por

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\varnothing A_{c,eficaz}}{A_s}$$

ε_{sm} alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras. Su valor, viene dado por:

$$\varepsilon_m = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{Para vigas y muros de contención.}$$

$$\varepsilon_m = \frac{\sigma_s}{E_s} \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{Para losas de forjado.}$$

con:

\emptyset diámetro de la barra traccionada más gruesa

$c = h - d$ recubrimiento de la armadura traccionada siendo h y d , el canto total y útil respectivamente.

s distancia entre barras longitudinales con:

$s \leq 15\emptyset$ para losas y muros de contención.

$s = \frac{b}{n}$ para vigas armadas con n barras siendo b el ancho de la viga.

$k_1 = 0,125$ coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección, de valor:

$$k_1 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{8\varepsilon_1}$$

donde ε_1 y ε_2 son las deformaciones absolutas máxima y mínima absoluta calculadas en sección fisurada, en los límites de la zona traccionada, Figura 49.2.4.a EHE-08, siendo en el caso del proyecto, $\varepsilon_2 = 0$, para vigas, losas y muros ya que estos elementos se calculan a flexión simple o compuesta.

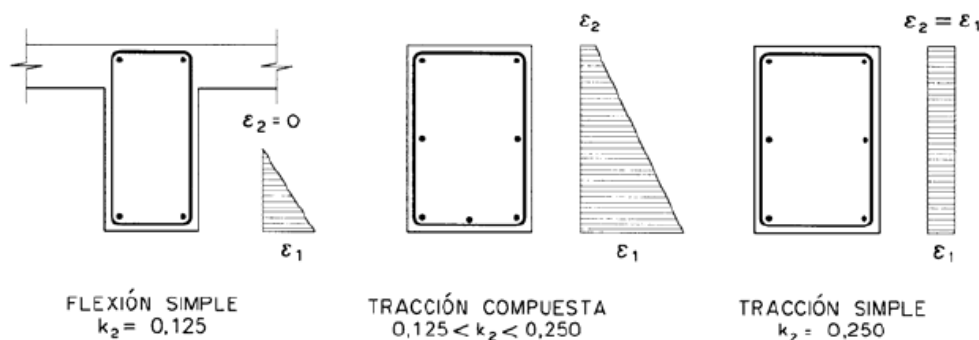


Figura 49.2.4.a

$A_{c,eficaz}$ área del hormigón en la zona de recubrimiento, definida en la Figura 49.2.4.b EHE-08, que se considera colabora con las barras de acero a resistir los esfuerzos de tracción, donde en el caso de proyecto se toma:

- Caso 1 para vigas.
- Casos 2 y 3 para losas y muros.

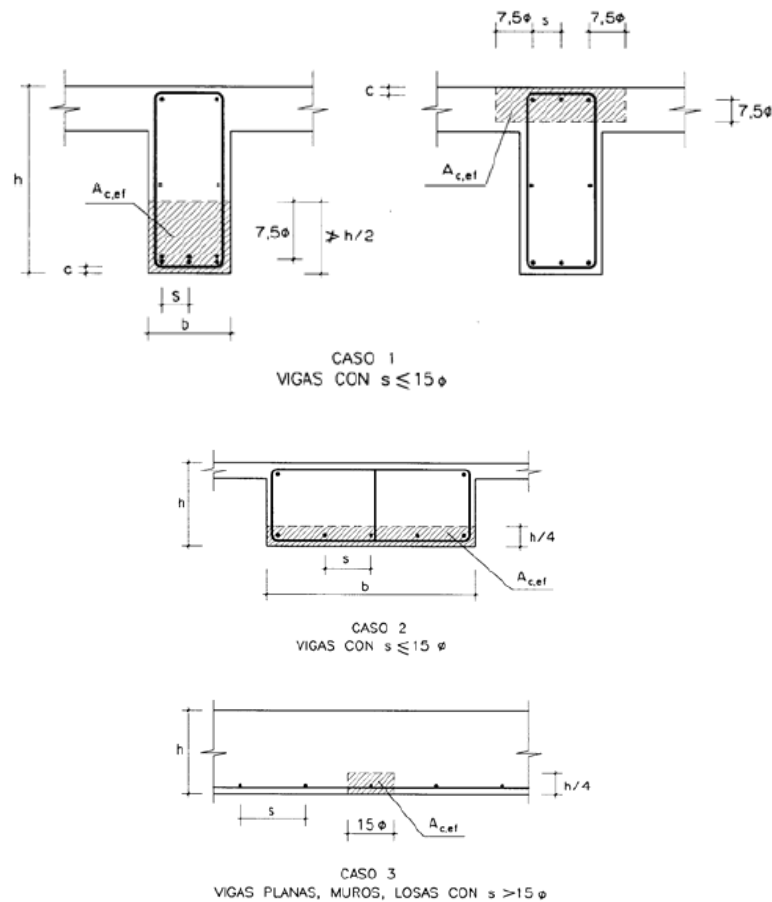


Figura 49.2.4.b

A_s sección total de las armaduras situadas en el área eficaz.

σ_s tensión de servicio en la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

$$\sigma_s = \frac{M_K}{0,8 \cdot d \cdot A_s} \quad \text{Para vigas y muros de contención.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_K}{0,8 \cdot d \cdot A_s} + \frac{N_K}{A_s} \quad \text{Para losas de forjado.}$$

con M_K y N_K el momento y axil característico dado por la combinación más desfavorable de cargas en servicio; d , el canto útil; A_s es en este caso el área total de las barras traccionadas en vigas y el área por metro de las barras traccionadas en losas y muros.

E_s módulo de deformación longitudinal del acero.

$k_2 = 0,5$ coeficiente que considera cargas de larga duración o de actuación repetida

σ_{sr} tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón, lo cual se supone ocurre cuando la tensión de la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor $f_{ct,m,fl}$, es decir, la resistencia media a flexotracción del hormigón. Viene dada por:

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0,8 \cdot d \cdot A_s}$$

con:

$M_{fis} = f_{ct,m,fl} \cdot W$ momento flector en el instante en el que se fisura la sección, momento de fisuración.

$W_b = \frac{bh^2}{6}$ módulo resistente de la sección bruta de hormigón.

b es el valor de ancho en vigas, mientras que en losas y muros $b=1m$, ya que se calculan por metro lineal de elemento.

h canto de la viga, losa o muro.

$f_{ct,m,fl} = \max\{(1,6 - h/1000)f_{ct,m}; f_{ct,m}\}$

$f_{ct,m} = 0,30f_{ck}^{2/3}$ resistencia media del hormigón a tracción con f_{ck} su resistencia característica a compresión.

Para el cálculo de σ_{sr} y σ_s se utilizan expresiones simplificadas obtenidas a partir del Anejo 8 EHE-08 para cálculo de secciones en servicio con fisuración para elementos sometidos a flexión simple.

Es, por lo tanto, perfectamente válido para las vigas de proyecto y para los muros de contención, ya que, aunque estos últimos se calculan a flexión compuesta, los axiles que intervienen en el cálculo son siempre de compresión, luego las barras estarán menos traccionadas que si se calculasen a flexión simple, quedando el cálculo del lado de la seguridad.

Además se ha de colocar armadura de piel en vigas de gran canto $H > 60cm$ para evitar posibles fisuras en el alma.

6.2.2.1.2- Fisuración por esfuerzos cortantes

De acuerdo con el Artículo 49.3 EHE-08, si se cumplen las indicaciones dadas del Artículo 44 Estado Límite último frente a Cortante, el control de la fisuración en servicio está asegurado sin comprobaciones adicionales.

6.2.2.2- Comprobación a Estado Límite de Deformación.

La comprobación a Estado Límite de Deformación se hace de acuerdo a los criterios expuestos en el Artículo 50 EHE-08.

En el cálculo de la flecha en elementos de hormigón, la flecha total es la debida a aquella que aparece inmediatamente después de aplicar una carga, *flecha instantánea*, y a aquella consecuencia de los fenómenos de fluencia y retracción, *flecha diferida*.

Se ha de satisfacer que la flecha relativa máxima obtenida, debida a combinaciones de acciones características, es menor que una serie de valores dados por CTE DB SE Artículo 4.3.3.1 Flechas.

6.2.2.2.1- Flecha máxima. Criterios de comprobación

En el caso de proyecto se adoptan las siguientes limitaciones a flecha relativa según los siguientes criterios:

1. Apariencia en obra

$$\frac{L}{f_{tot}} > \left[\frac{L}{f_{tot}} \right]_{min} = 300$$

flecha relativa obtenida considerando cualquier combinación de acciones características.

siendo

$$f_{tot} = f_{inst}(\text{peso propio; permanente; cargas variables}) + f_{dif}(\text{peso propio; permanente})$$

2. Integridad de los elementos constructivos. Pisos con tabiques frágiles

$$\frac{L}{f_{tot}} > \left[\frac{L}{f_{tot}} \right]_{min} = 500$$

flecha relativa obtenida considerando combinación de acciones característica, pero considerando sólo las deformaciones que aparecen debido a las cargas variables: sobrecarga de uso nieve y vientos.

siendo

$$f_{tot} = f_{inst}(\text{cargas variables})$$

con:

f_{tot} flecha total.

f_{inst} flecha instantánea.

f_{dif} flecha diferida.

En el criterio relativo a la integridad de los elementos constructivos, no se considera la flecha diferida puesto que las sobrecargas no se consideran cargas de larga duración.

El criterio relativo a la apariencia en obra es más desfavorable que el dado por el CTE.

6.2.2.2- Cálculo de la flecha instantánea

A través de IDEAS y aplicando las combinaciones características según los criterios de flecha dados en el apartado anterior, se obtiene una flecha instantánea que no es la real, puesto que IDEAS considera constante el momento de inercia de la sección en todo momento y a lo largo de cada pieza. Es decir, IDEAS no tiene en cuenta la disminución del momento de inercia de la sección debido a la fisuración del hormigón.

Por lo tanto la flecha instantánea real, f_{inst} , viene dada por:

$$f_{inst} = \frac{I_b}{I_e} f_{IDEAS}$$

donde:

f_{IDEAS} flecha obtenida por IDEAS y puesta en combinación según criterios dados en 6.2.2.2.1.

$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12}$ momento de inercia de la sección bruta. Es la utilizada por IDEAS.

- b ancho de la sección en vigas. En losas y muros $b=1m$.
- h canto de la sección en vigas. Grosor en losas y muros.
- I_e momento de inercia equivalente de la pieza teniendo en cuenta la fisuración.

El cálculo de I_e , se realiza de acuerdo al Artículo 50.2.2.2 EHE-08, y viene dado por:

1. Vanos internos de elementos continuos.

$$I_e = 0,50I_{ec} + 0,25I_{ee1} + 0,25I_{ee2} \quad \text{para vigas, losas de forjado y descansillos}$$

2. Elemento en voladizo

$$I_e = I_a \quad \text{para muros y losas de escalera}$$

donde:

I_{ec} momento de inercia equivalente de la sección fisurada en el centro del vano.

I_{ee} momento de inercia equivalente de la sección fisurada en los apoyos.

I_a momento de inercia equivalente de la sección fisurada en el arranque del muro o en el centro del vano de la escalera.

El cálculo de I_{ec} , I_{ee} , I_a , es decir, los momentos de inercia equivalentes de una sección fisurada, I_s , viene dado por:

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

con

M_a Momento flector máximo aplicado, para la combinación característica, hasta el instante en que se evalúa la flecha.

M_f Momento de fisuración de la sección dado por:

$$M_f = f_{ctm,fl} \cdot W_b$$

W_b Módulo resistente de la sección bruta de hormigón.

$f_{ctm,fl}$ Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} = \max\{(1,6 - h/1000)f_{ct,m}; f_{ct,m}\}$$

$f_{ct,m}$ Resistencia media del hormigón a tracción.

$$f_{ct,m} = 0,30f_{ck}^{2/3}$$

f_{ck} Resistencia característica del hormigón a compresión.

- I_b Momento de inercia de la sección bruta.
- I_f Momento de inercia de la sección fisurada en flexión simple, cuyo valor, según las expresiones dadas en el Anejo 8 EHE-08, se calcula de la siguiente manera:

$$I_f = nA_{s1}(d - X) \left(d - \frac{X}{3} \right) + nA_{s2}(X - d') \left(\frac{X}{3} - d' \right)$$

donde X es la profundidad relativa de la fibra neutra

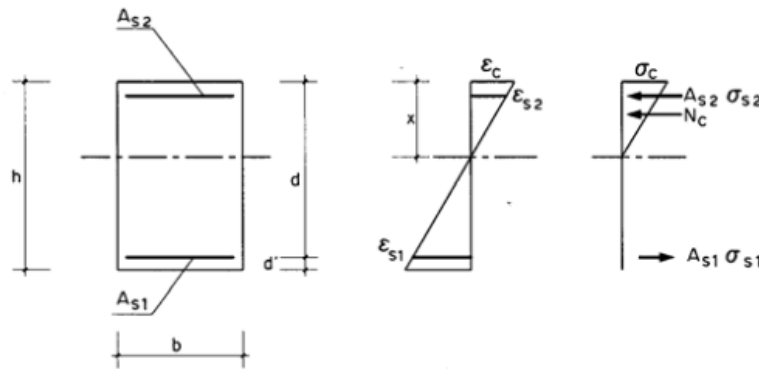
$$X = n\rho_1 \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + \frac{\rho_2 d'}{\rho_1 d} \right)}{n\rho_1 \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right)^2}} \right] d$$

con:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd}$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{bd}$$



6.2.2.2.3- Cálculo de la flecha diferida

La flecha diferida se produce sólo por cargas de larga duración que en el caso de proyecto son el peso propio y la carga permanente.

Su valor, según el Artículo 50.2.2.3 EHE-08 viene dado por la siguiente expresión:

$$f_{dif} = \lambda \cdot f_{inst}$$

donde el factor λ vale:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

con:

ρ' Cuantía geométrica de la armadura de compresión, A'_s , referida al área de la sección útil, b_0d , en la sección de referencia.

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_0d}$$

$\xi = 2,0$ Coeficiente función de la duración de la carga, supuesta de más de 5 años en el caso de proyecto.

6.3- CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN

En este apartado del proyecto se justifican los cálculos realizados para la obtención de dimensiones y armado de los diferentes elementos de cimentación: zapatas aisladas, zapatas continua bajo muro y riostras de cimentación.

Las zapatas asiladas y continuas bajo muro, se dimensionan y calculan como Zapatas Flexibles, es decir, el canto es siempre menor o igual que la mitad del vuelo (Exigencia del proyecto).

Las zapatas aisladas son todas centradas, no habiendo necesidad de existir zapata alguna de medianería o esquina puesto que existe suficiente espacio entre la estructura y cualquier límite de la parcela.

Por la misma razón que las zapatas aisladas, las zapatas continuas bajo muros tienen puntera y talón, consiguiendo así zapatas más estables.

Previo al cálculo y comprobación del armado y dimensiones de los elementos de cimentación, es necesario obtener los esfuerzos transmitidos por pilares y muros a las zapatas.

Mediante IDEAS se obtienen:

- En zapatas aisladas, los esfuerzos en la base de los pilares.
- En muros, los esfuerzos medios por nudo en la base de los muros. Como los muros se mallan con cuadrículas de 25x25 cm, los esfuerzos medio por nudo se multiplican por 4 para obtener los esfuerzos medos por metro lineal actuando sobre la zapata continua.

Los esfuerzos obtenidos, se introducen en una hoja EXCELL debidamente programada y se les aplica las diferentes hipótesis combinatorias para el cálculo y comprobación de los Estados Límite CTE DB SE-C y EHE-08, obteniendo las dimensiones y armado de cada uno de los elementos.

El proceso seguido en el dimensionamiento y comprobación de la cimentación, dado en orden, es el siguiente:

- Cálculo del vuelo de la zapata necesario tal que no se sobrepase la tensión resistente del terreno (hundimiento)
- Cálculo del armado longitudinal de la zapata tal que ésta soporte las máximas tracciones dadas en su sección más desfavorable.
- Cálculo del canto necesario de la zapata tal que no sea necesaria armadura transversal de cortante.
- Comprobación a punzonamiento (sólo en zapatas aisladas).
- Comprobación a vuelco.
- Comprobación a deslizamiento.
- Comprobación a fisuración.

A continuación se detalla los cálculos relativos a los Estados Límites a realizar sobre la cimentación. Todos estos cálculos se ven reflejados en el Anexo IX.

6.3.1-Consideraciones previas al cálculo

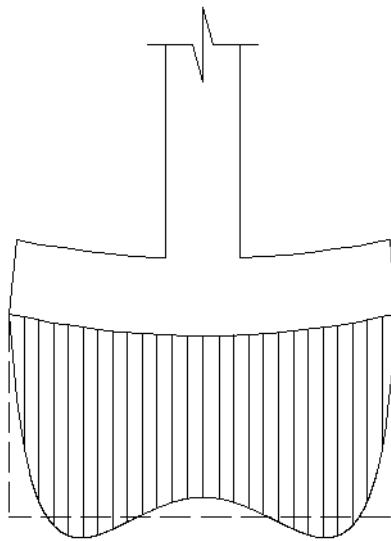
Previo al cálculo y comprobación de la estructura de cimentación, y ante la falta del estudio geotécnico obligatorio, se consideran las siguientes hipótesis de proyecto:

a) Relativas a la rigidez terreno-cimentación-estructura:

- Terreno cohesivo.
- Tensión admisible del terreno de 2 Kg/cm^2 a nivel superficial.

Es decir, se considera el terreno lo suficientemente rígido para que:

- Los asentamientos de las cimentaciones sean despreciables y la rigidez del conjunto terreno-cimentación sea mucho mayor que la rigidez de la estructura.
De esta forma, se puede dar por buena la condición de empotramiento de pilares y muros en las cimentaciones y por lo tanto, separar el cálculo de las cimentaciones del cálculo de la estructura soportada.
- El tipo de cimentación mediante zapatas aisladas y continuas sea suficiente.
- La distribución de tensiones en el terreno de cimentación se pueda considerar uniforme, en el caso de carga centrada, y lineal en el caso de carga excéntrica.



Distribución de presiones bajo una zapata flexible y suelo cohesivo.

b) Relativas a la resistencia del terreno:

- Tensión admisible del terreno de 2 Kg/cm^2 a nivel superficial.
- Ángulo de rozamiento interno del terreno $\phi=35^\circ$.

6.3.2-Acciones

Las acciones consideradas en el cálculo y comprobación de zapatas se pueden clasificar según su procedencia y según su efecto estabilizador o no sobre la estructura global de cimentación.

a) En función de su procedencia se distingue entre 2 tipos de acciones:

1. Acciones procedentes de la estructura.

Son el peso propio, carga permanente, sobrecarga de uso, nieve y vientos dadas en el punto 2 de este documento.

2. Acciones geotécnicas.

Son las cargas y empujes debidos al peso propio del terreno y a su sobrecarga de uso y que afectan exclusivamente a los muros de contención. Según la dirección de empuje se dividen en:

- Empuje horizontal:

Componente horizontal de las acciones geotécnicas.

Su valor viene, E_A , viene dado en el apartado 2.3-Acciones sobre los muros de contención.

- Empuje vertical:

Componente vertical de las acciones geotécnicas.

Su valor, E_v , equivale al peso del terreno y a la fuerza de la sobrecarga definida en el apartado 2.3, sobre la superficie del talón de la zapata y por metro lineal de muro. Viene dado por:

$$E_v = \gamma H v + q v$$

con:

γ Peso específico del terreno en T/m³ definido en el apartado 2.3.

q Peso específico del terreno en T/m² definido en el apartado 2.3.

H Altura del muro en m

v Vuelo de la zapata en m

b) En función de su efector estabilizador se distingue entre 2 tipos de acciones:

a) Acciones estabilizadoras.

Son el peso propio de la zapata y las acciones geotécnicas de empuje vertical.

b) Acciones desestabilizadoras

Son las acciones procedentes de la estructura y las acciones geotécnicas de empuje horizontal.

6.3.3-Combinación de acciones

Se distingue entre la combinación de acciones referente a los Estados Límite último y a los Estados Límite de Servicio.

6.3.3.1-Estados Límite Últimos

Las verificaciones a realizar sobre la cimentación según el Artículo 2.4.2 referente a los Estados Límite Últimos comprenden tres grupos:

- a) Verificaciones de estabilidad.

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

- b) Verificaciones de resistencia del terreno.

$$E_{d,terr} \leq R_{d,terr}$$

- c) Verificaciones de la capacidad estructural de cimentación.

$$E_{d,estr} \leq R_{d,estr}$$

siendo:

$E_{d,dst}$ Valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras.

$E_{d,stab}$ Valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras.

$E_{d,terr}$ Valor de cálculo del efecto de las acciones que intervienen en la comprobación a resistencia del terreno

$E_{d,estr}$ Valor de cálculo del efecto de las acciones que intervienen en la comprobación a resistencia de la estructura de cimentación.

$R_{d,terr}$ Valor de cálculo de la resistencia del terreno.

$R_{d,estr}$ Valor de cálculo de la resistencia de la estructura de cimentación.

El valor del *efecto* de las acciones, ya sean estabilizadoras, desestabilizadoras, o que intervengan en la comprobación del terreno o estructura de cimentación, para situaciones persistentes o transitorias, viene dado por:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{F,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{F,1} \cdot Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{F,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

donde

$\gamma_F = 1$ Coeficiente parcial para todo tipo de acción.

$G_{k,j}$ Todas las acciones permanentes que intervienen en la comprobación en valor característico.

- $Q_{k,1}$ Una acción variable cualquiera que intervenga en la comprobación en valor característico.
- $\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ El resto de las acciones variables que intervienen en la comprobación en valor característico de combinación, con Ψ_0 valores dados en la Tabla 4.2 CTE DB SE.

con lo que la expresión anterior queda:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

y se puede considerar como el valor característico del efecto de las acciones.

Por lo tanto, los tres tipos de verificaciones, mencionados anteriormente, referentes a los Estados Límite Últimos quedan así:

I. Verificaciones de estabilidad.

$$\gamma_{E,stab} \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right]_{stab} \leq \gamma_{E,dst} \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right]_{dst}$$

II. Verificaciones de resistencia del terreno.

$$\gamma_{E,terr} \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right]_{terr} \leq \frac{1}{\gamma_M} R_{terr}$$

III. Verificaciones de la capacidad estructural de cimentación.

$$\gamma_{E,str} \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right]_{str} \leq \frac{1}{\gamma_M} R_{str}$$

donde:

- γ_E Coeficiente parcial para el efecto de las acciones.
- γ_M Coeficiente parcial para las propiedades de los materiales.
- R_{terr} y R_{str} Funciones de resistencia del terreno y de la estructura de cimentación, que entre otras cosas dependen de γ_R o *coeficiente parcial de resistencia*, de acciones provenientes de la estructura o de empujes del terreno y de la resistencia característica de los materiales.

Todos los coeficientes $\gamma_M, \gamma_R, \gamma_E, \gamma_F$, vienen dados para las distintas verificaciones de Estados Límites Últimos en la Tabla 2.1 CTE DB SE-C.

Situación de dimensionado	Tipo	Materiales		Acciones	
		γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
Persistente o transitoria	Hundimiento	3,0 ⁽¹⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,5 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Vuelco ⁽²⁾				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 ⁽³⁾	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,6 ⁽⁵⁾	1,0

⁽¹⁾ En pilotes se refiere a métodos basados en ensayos de campo o fórmulas analíticas (largo plazo), para métodos basados en fórmulas analíticas (corto plazo), métodos basados en pruebas de carga hasta rotura y métodos basados en pruebas dinámicas de hincas con control electrónico de la hincas y contraste con pruebas de carga, se podrá tomar 2,0.

⁽²⁾ De aplicación en cimentaciones directas y muros.

⁽³⁾ En cimentaciones directas, salvo justificación en contrario, no se considerará el empuje pasivo.

⁽⁴⁾ Los correspondientes de los Documentos Básicos relativos a la seguridad estructural de los diferentes materiales o la instrucción EHE.

⁽⁵⁾ Aplicable a elementos de hormigón estructural cuyo nivel de ejecución es intenso o normal, según la Instrucción EHE. En los casos en los que el nivel de control de ejecución sea reducido, el coeficiente γ_E debe tomarse, para situaciones persistentes o transitorias, igual a 1,8.

Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales

En resumen, en el cálculo de los Estados Límite Últimos de la Estructura Metálica y de la Estructura de Hormigón del edificio las combinaciones de acciones se obtienen paso a paso de la siguiente forma:

- I. Cada acción, individualmente y en valor característico, se multiplica por su coeficiente de simultaneidad para obtener el valor representativo de la acción individual.
- II. Cada acción, individualmente y en valor representativo, se multiplica por su coeficiente parcial de seguridad para obtener el valor de cálculo de la acción individual.
- III. Las acciones, en su valor de cálculo, se suman según la hipótesis de combinación considerada.

Mientras que, en el cálculo de los Estados Límite Últimos de la Estructura de Cimentación las combinaciones de acciones se obtienen paso a paso de la siguiente forma:

- I. Cada acción, individualmente y en valor característico, se multiplica por su coeficiente de simultaneidad para obtener el valor representativo de la acción individual.
- II. Cada acción, individualmente y en valor representativo, se multiplica por su coeficiente parcial de seguridad, γ_F , para obtener el valor de cálculo de la acción individual. El valor del coeficiente parcial de seguridad es siempre la unidad para acciones permanentes y variables desfavorables y cero para las acciones variables favorables.
- III. Las acciones, en su valor de cálculo, que es igual a su valor representativo, se suman según la hipótesis de combinación considerada.

- IV. Cada combinación de acciones obtenida se multiplica por su coeficiente parcial para el efecto de las acciones, γ_E , según la situación de dimensionado, para obtener el valor de cálculo del efecto de las acciones (estabilizadoras, desestabilizadoras, resistencia del terreno, etc).

De la misma forma que se consideran unos coeficientes de seguridad individuales para cada acción, γ_F , y unos coeficientes de seguridad para el conjunto de las acciones, γ_E , siempre y cuando intervengan la resistencia de los materiales en la evaluación de un Estado Límite Último, se consideran unos coeficientes de minoración individuales para cada material, γ_M , y unos coeficientes de minoración, γ_R , para el conjunto de la resistencia al Estado Límite Último considerado.

6.3.3.2-Estados Límite de Servicio

Las verificaciones de Estados Límites de Servicio en la Estructura de Cimentación y según el Artículo 2.4.3 CTE DB SE-C han de cumplir que:

$$E_{ser} \leq C_{lim}$$

donde:

E_{ser} Efecto de las acciones para la situación de dimensionado cuya expresión, considerando únicamente situaciones persistentes o transitorias, viene dada por:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

con:

$G_{k,j}$	Todas las acciones permanentes que intervienen en la comprobación en valor característico.
$Q_{k,1}$	Una acción variable cualquiera que intervenga en la comprobación en valor característico.
$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$	El resto de las acciones variables que intervienen en la comprobación en valor característico de combinación, con Ψ_0 valores dados en la Tabla 4.2 CTE DB SE.

C_{lim} Valor límite para el mismo efecto.

6.3.4- Cálculos relativos a los Estados Límite Últimos

Se habrán de cumplir los Estados Límites Últimos referentes a:

- Pérdida de la capacidad portante del terreno de apoyo de la cimentación.
 - Hundimiento.
 - Vuelco.
 - Deslizamiento.
- Pérdida de la capacidad portante de la cimentación por fallo estructural.

Cálculo de la armadura longitudinal.

Comprobación a cortante.

Comprobación frente a punzonamiento.

- Pérdida de la estabilidad del terreno en el entorno próximo a la cimentación.

Comprobación a estabilidad global del terreno

En los siguientes apartados aparecen los Estados Límite Últimos expuestos en orden según se dimensiona y comprueba la cimentación y teniendo en cuenta las hipótesis dadas en el apartado 6.3.1 de este documento.

6.3.4.1- Comprobación a Hundimiento.

Se obtiene el vuelo de la zapata tal que se cumpla lo siguiente:

$$\sigma_d < 1,25 \cdot \sigma_{adm} = \frac{R_K}{\gamma_R}$$

con:

σ_d Tensión de cálculo, en cualquier punto, ejercida por la cimentación sobre el terreno.

$\sigma_{adm} = 2 \text{ Kg/m}^2$ Tensión máxima resistente del terreno.
Este es el valor supuesto en proyecto a partir de la resistencia característica del terreno, R_K , la cual se supone ya minorada convenientemente por los coeficientes $\gamma_R = 3$ y $\gamma_M = 1$.

El hecho de que σ_d , pueda llegar a ser hasta $1,25 \cdot \sigma_{adm}$, se explica porque σ_{adm} se refiere al caso de presiones uniformes (presión media) actuando en la base de la cimentación, es decir, no tiene en cuenta posibles excentricidades de cargas que den lugar a distribuciones lineales de presiones actuando en la base de la cimentación. En el Artículo 4.3 CTE DB SE-C, lo que se hace es comparar la presión admisible del terreno con la presión total bruta media definida como el cociente entre las cargas verticales y el área de la base de la zapata, siendo ésta área un área equivalente reducida en caso de excentricidad de la carga vertical.

Se trata por tanto de obtener la máxima σ_d actuante sobre el terreno.

Supuesta una distribución lineal de presiones ejercidas por el terreno sobre la base de la cimentación, el valor máximo de σ_d dependerá de si para los esfuerzos dados se tiene una distribución trapezoidal o triangular. Los valores mínimos y máximos de σ_d , según se tenga zapata aislada o continua, vienen dados por:

- Zapata continua bajo muro

Se ha de cumplir una de las dos condiciones siguientes.

- Distribución de presiones trapezoidal

$$\sigma_{d,m\acute{a}x} = \frac{N_d + P_z + P_T + S_T}{l_1 l_2} \left(1 + 6 \frac{e}{l_1} \right)$$

$$\sigma_{d,min} = \frac{N_d + P_z + P_T + S_T}{l_1 l_2} \left(1 - 6 \frac{e}{l_1}\right) > 0$$

- Distribución de presiones triangular

$$\sigma_{d,máx} = \frac{4 N_d + P_z + P_T + S_T}{3 l_1 l_2 - 2e}$$

$$\sigma_{d,min} = 0$$

- b) Zapata aislada.

No se contempla distribución triangular, es decir, se exige $\sigma_{d,min} > 0$ en todos los puntos.

- Distribución de presiones trapezoidal

$\sigma_{d,máx}$, es el mayor valor de σ_d obtenido en cada una de las cuatro esquinas de la zapata.

$$\sigma_{d,1} = \frac{N_d + P_z}{l_1 l_2} \left(1 + 6 \frac{e_x}{l_1} + 6 \frac{e_y}{l_2}\right)$$

$$\sigma_{d,2} = \frac{N_d + P_z}{l_1 l_2} \left(1 + 6 \frac{e_x}{l_1} - 6 \frac{e_y}{l_2}\right)$$

$$\sigma_{d,3} = \frac{N_d + P_z}{l_1 l_2} \left(1 - 6 \frac{e_x}{l_1} - 6 \frac{e_y}{l_2}\right)$$

$$\sigma_{d,4} = \frac{N_d + P_z}{l_1 l_2} \left(1 - 6 \frac{e_x}{l_1} + 6 \frac{e_y}{l_2}\right)$$

Las variables e, e_x, e_y , representan la excentricidad de la suma de las presiones ejercidas por el terreno sobre la base de la cimentación respecto al eje vertical del muro o del pilar. El valor de la excentricidad según se tenga zapata aislada o continua, viene dado por:

- a) Zapatas continuas bajo muro

$$e = \frac{(M_d + V_d h) - (P_T + S_T) \left(\frac{v+a}{2}\right)}{N_d + P_z + P_T + S_T}$$

- b) Zapatas aisladas

$$e_x = \frac{(M_{d,y} + V_{d,x} h)}{N_d + P_z}$$

$$e_y = \frac{(M_{d,x} + V_{d,y} h)}{N_d + P_z}$$

con "x" e "y" dos direcciones ortogonales paralelas a cada uno de los lados de la zapata aislada.

El resto de variables de las formulas anteriores representan lo siguiente:

l_1 y l_2	Dimensiones en planta de la base de la cimentación, considerados dos lados ortogonales. En zapatas continuas bajo muro, l_2 , toma el valor unidad ya que se dimensiona la zapata por metro lineal.
h	Canto de la zapata.
v	Vuelo de la zapata.
a	Grosor del muro en zapatas continuas bajo muro. Lado del pilar (pilares de sección cuadrada) en zapatas aisladas.
N_d	Esfuerzo vertical de cálculo transmitido por la estructura de edificación a la zapata.
P_z	Peso total de la zapata considerando densidad del hormigón armado 2500 Kg/m ³ .
P_T	Peso del terreno que se encuentra por encima del talón de la zapata, y cuya resultante se encuentra respecto a la cara del trasdós del muro a una distancia igual a la mitad del vuelo de la zapata.
S_T	Empuje vertical debido a la sobrecarga del terreno por encima del talón de la zapata, y cuya resultante se encuentra respecto a la cara del trasdós del muro a una distancia igual a la mitad del vuelo de la zapata.
M_d	Momento flector de cálculo transmitido por la estructura de edificación a la zapata continua bajo muro.
$M_{d,y}$	Momento flector de cálculo en dirección "y", transmitido por la estructura de edificación a la zapata aislada.
$M_{d,x}$	Momento flector de cálculo en dirección "x", transmitido por la estructura de edificación a la zapata aislada.
V_d	Esfuerzo horizontal de cálculo transmitido por la estructura de edificación a la zapata continua bajo muro.
$V_{d,y}$	Esfuerzo horizontal de cálculo en dirección "y", transmitido por la estructura de edificación a la zapata aislada.
$V_{d,x}$	Esfuerzo horizontal de cálculo en dirección "x", transmitido por la estructura de edificación a la zapata aislada.

Con "x" e "y" dos direcciones ortogonales paralelas a cada uno de los lados de la zapata aislada.

6.3.4.2- Cálculo de la armadura longitudinal.

En zapatas aisladas aparecen en la base de la cimentación tracciones debidas a la flexión generada por la distribución de presiones del terreno actuando sobre ésta.

En zapatas continuas bajo muros aparecen tracciones tanto en la base de la cimentación como en la cara superior de la zapata en el lado de las tierras, siendo estas últimas debidas a la flexión que el peso del terreno y la sobrecarga de este ejercen sobre la zapata.

La armadura longitudinal necesaria para resistir dichas tracciones se calculo según el método simplificado de secciones rectangulares sometidas a flexión simple tal y como se explica en el apartado **6.2.1.1.1** de este documento y donde el momento flector de cálculo, M_d , al que se refiere dicho apartado toma el siguiente valor según se tenga zapata aislada o continua bajo muro:

a) Zapata continua bajo muro.

- Armadura longitudinal en la cara inferior de la zapata.

$$M_d = \gamma_E \left[\frac{(\sigma_{d,max} - P_z/L)(v + 0,15a)^2}{2} \right]$$

$\sigma_{d,max}$ Tensión de cálculo máxima ejercida por la cimentación sobre el terreno ya sea la distribución lineal de presiones sobre la base de cimentación trapezoidal o triangular.

- Armadura longitudinal en la cara superior de la zapata.

$$M_d = \gamma_E \left[(P_T + S_T) \left(\frac{v}{2} + 0,15a \right) + \frac{P_z/L(v + 0,15a)^2}{2} - \frac{\sigma_{d,min}(v + 0,15a)^2}{2} \right]$$

$\sigma_{d,min}$ Tensión de cálculo mínima ejercida por la cimentación sobre el terreno ya sea la distribución lineal de presiones sobre la base de cimentación trapezoidal o triangular. (Si distribución triangular, $\sigma_{d,min} = 0$).

En el cálculo del armado inferior, se supone que no existe armadura superior y viceversa, aunque en realidad, ambos armados se pueden extender por toda la longitud de la zapata.

b) Zapata aislada.

Se arman en dos direcciones ortogonales resultando diferente armado debido al distinto recubrimiento mecánico en cada dirección.

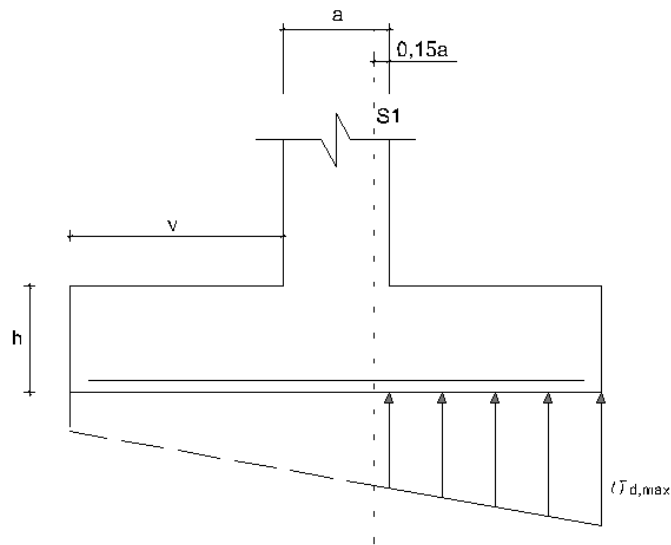
- Armadura longitudinal en la cara inferior de la zapata.

$$M_d = \gamma_E \left[\frac{(\sigma_{d,max} \cdot L - P_z/L)(v + 0,15a)^2}{2} \right]$$

$\sigma_{d,max}$ Tensión de cálculo máxima ejercida por la cimentación sobre el terreno.

Estas expresiones se obtienen suponiendo:

- una distribución uniforme de $\sigma_{d,max}$ a lo largo de la zapata, lo que queda del lado de la seguridad.
- el momento flector máximo generado por la distribución de presiones, según el Artículo 58.4.2 EHE-08 se da en una sección a una distancia $0,15a$ por detrás de la cara del pilar o muro.



El resto de variables de las formulas anteriores representan lo siguiente:

$\gamma_E = 1,6$ Coeficiente parcial de seguridad del efecto de las acciones.

v Vuelo de la zapata.

a Grosor del muro en zapatas continuas bajo muro.
Lado del pilar (pilares de sección cuadrada) en zapatas aisladas.

L Longitud total de la zapata ($L = 2v + a$).

P_T Peso del terreno que se encuentra por encima del talón de la zapata, y cuya resultante se encuentra respecto a la cara del trasdós del muro a una distancia igual a la mitad del vuelo de la zapata.

S_T Empuje vertical debido a la sobrecarga del terreno por encima del talón de la zapata, y cuya resultante se encuentra respecto a la cara del trasdós del muro a una distancia igual a la mitad del vuelo de la zapata.

6.3.4.3- Comprobación a cortante.

Se obtiene el valor del canto tal que permita prescindir de armadura transversal de cortante.

Se comprueba, tal y como se indica en el apartado **6.2.1.2.1** de este documento que:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Donde V_{rd} , esfuerzo cortante de cálculo al que se refiere dicho apartado, toma el siguiente valor según se tenga zapata aislada o continua bajo muro:

a) Zapata continua bajo muro.

- Comprobación en puntera.

$$V_d = \gamma_E [(\sigma_{d,max} - P_Z/L)(v - d)]$$

$\sigma_{d,max}$ Tensión de cálculo máxima ejercida por la cimentación sobre el terreno ya sea la distribución lineal de presiones sobre la base de cimentación trapezoidal o triangular.

- Comprobación en talón.

$$V_d = \gamma_E \left[(P_T + S_T) \left(\frac{v}{2} - d \right) + P_Z/L(v - d) - \sigma_{d,min}(v - d) \right]$$

$\sigma_{d,min}$ Tensión de cálculo mínima ejercida por la cimentación sobre el terreno ya sea la distribución lineal de presiones sobre la base de cimentación trapezoidal o triangular. (Si distribución triangular, $\sigma_{d,min} = 0$).

b) Zapata aislada.

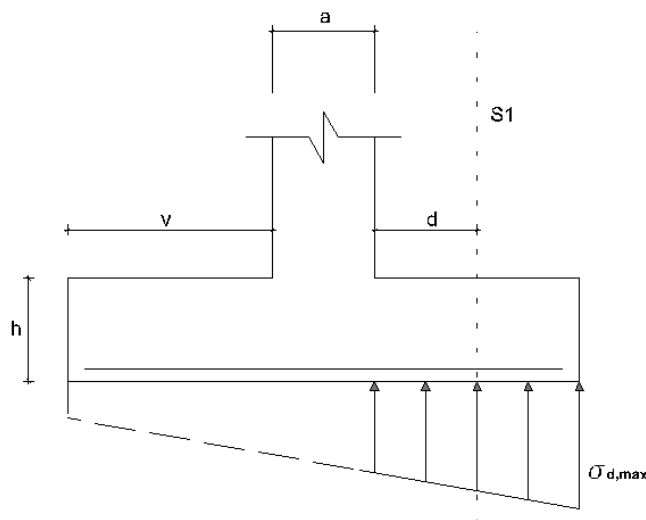
Se comprueba en las dos direcciones de armado.

$$V_d = \gamma_E [(\sigma_{d,max} \cdot L - P_Z/L) \cdot (v - d)]$$

$\sigma_{d,max}$ Tensión de cálculo máxima ejercida por la cimentación sobre el terreno.

Estas expresiones se obtienen suponiendo:

- una distribución uniforme de $\sigma_{d,max}$ a lo largo de la zapata, lo que queda del lado de la seguridad.
- el esfuerzo cortante máximo generado por la distribución de presiones, según el Artículo 58.4.2 EHE-08 se da en una sección a una distancia de un canto útil, d , a partir de la cara del pilar o muro.



El resto de variables de las formulas anteriores representan lo siguiente:

$\gamma_E = 1,6$ Coeficiente parcial de seguridad del efecto de las acciones.

v	Vuelo de la zapata.
a	Grosor del muro en zapatas continuas bajo muro. Lado del pilar (pilares de sección cuadrada) en zapatas aisladas.
L	Longitud total de la zapata ($L = 2v + a$).
P_T	Peso del terreno que se encuentra por encima del talón de la zapata, y cuya resultante se encuentra respecto a la cara del trasdós del muro a una distancia igual a la mitad del vuelo de la zapata.
S_T	Empuje vertical debido a la sobrecarga del terreno por encima del talón de la zapata, y cuya resultante se encuentra respecto a la cara del trasdós del muro a una distancia igual a la mitad del vuelo de la zapata.

6.3.4.3- Comprobación frente a punzonamiento.

Se ha de comprobar que las zapatas aisladas (los las zapatas continuas no sufren punzonamiento) no necesitan armadura de punzonamiento.

Se comprueba tal y como se indica en el apartado 6.2.1.4.1 de este documento, siendo que no es necesaria la armadura de punzonamiento cuando se cumple:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

con:

$$\tau_{sd} = \frac{\beta \cdot F_{sd}}{u_1 d}$$

Donde F_{sd} , esfuerzo de punzonamiento de cálculo al que se refiere dicho apartado, toma el siguiente valor:

$$F_{sd} = \gamma_E N_d$$

siendo:

$\gamma_E = 1,6$ Coeficiente parcial de seguridad del efecto de las acciones.

N_d Esfuerzo vertical de cálculo transmitido por la estructura de edificación a la zapata.

$\beta = 1,15$ Por considerarse el pilar en relación a la zapata como *soporte interior*.

6.3.4.4- Comprobación a vuelco.

Se comprueba que la cimentación es estable frente a vuelco. Para ello se ha de cumplir que:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

siendo:

$E_{d,dst}$ Valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras.

$E_{d,stab}$ Valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras.

Estos valores representan momentos tomados respecto al punto de la base de la zapata más alejado en dirección ortogonal a la resultante de momentos.

$E_{d,dst}$ y $E_{d,stab}$ según se tenga zapata aislada o continua bajo muro toman el siguiente valor:

a) Zapata continua bajo muro.

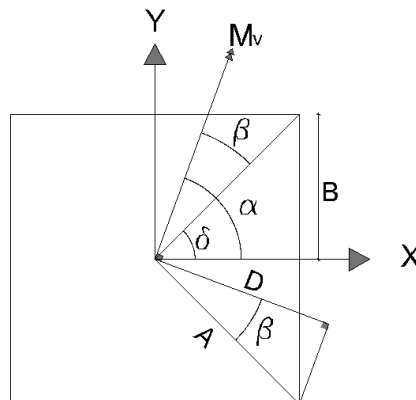
$$E_{d,dst} = \gamma_{E,dst} [M_d + V_d h] \leq \gamma_{E,stab} \left[(N_d + P_z) \frac{l_1}{2} + (P_T + S_T) \left(l_1 - \frac{v}{2} \right) \right] = E_{d,stab}$$

a) Zapata aislada.

$$E_{d,dst} = \gamma_{E,dst} \sqrt{(M_{d,y} + V_{d,x} h)^2 + (M_{d,x} + V_{d,y} h)^2} \leq \gamma_{E,stab} [(N_d + P_z) D] = E_{d,stab}$$

con:

D Distancia desde el centro de la base de la zapata a la esquina de la zapata donde se toman momentos, medida en dirección ortogonal a la dirección de la resultante de los momentos.



El resto de variables de las formulas anteriores representan lo siguiente:

$\gamma_{E,stab} = 0,9$ Coeficiente parcial de seguridad del efecto de las acciones estabilizadoras.

$\gamma_{E,dst} = 1,8$ Coeficiente parcial de seguridad del efecto de las acciones desestabilizadoras.

l_1 y l_2 Dimensiones en planta de la base de la cimentación considerados dos lados ortogonales.
En zapatas continuas bajo muro, l_2 , toma el valor unidad ya que se dimensiona la zapata por metro lineal.

h Canto de la zapata.

v Vuelo de la zapata.

N_d Esfuerzo vertical de cálculo transmitido por la estructura de edificación a la zapata.

P_z	Peso total de la zapata considerando densidad del hormigón armado 2500 Kg/m ³ .
P_T	Peso del terreno que se encuentra por encima del talón de la zapata, y cuya resultante se encuentra respecto a la cara del trasdós del muro a una distancia igual a la mitad del vuelo de la zapata.
S_T	Empuje vertical debido a la sobrecarga del terreno por encima del talón de la zapata, y cuya resultante se encuentra respecto a la cara del trasdós del muro a una distancia igual a la mitad del vuelo de la zapata.
M_d	Momento flector de cálculo transmitido por la estructura de edificación a la zapata continua bajo muro.
$M_{d,y}$	Momento flector de cálculo en dirección “y”, transmitido por la estructura de edificación a la zapata aislada.
$M_{d,x}$	Momento flector de cálculo en dirección “x”, transmitido por la estructura de edificación a la zapata aislada.
V_d	Esfuerzo horizontal de cálculo transmitido por la estructura de edificación a la zapata continua bajo muro.
$V_{d,y}$	Esfuerzo horizontal de cálculo en dirección “y”, transmitido por la estructura de edificación a la zapata aislada.
$V_{d,x}$	Esfuerzo horizontal de cálculo en dirección “x”, transmitido por la estructura de edificación a la zapata aislada.

6.3.4.5- Comprobación a deslizamiento.

Se comprueba que la cimentación es estable frente a deslizamiento. Para ello se ha de cumplir que:

$$E_d \leq R_d$$

siendo:

E_d Valor de cálculo del efecto de las acciones.

R_d Valor de cálculo de la resistencia del terreno.

E_d y R_d según se tenga zapata aislada o continua bajo muro toman el siguiente valor:

a) Zapata continua bajo muro.

$$E_d = \gamma_E V_d \leq \frac{1}{\gamma_R} (N_d + P_z + P_T + S_T) \tan\left(\frac{2}{3} \phi\right) = R_d$$

con:

$\phi = 35^\circ$ Ángulo de rozamiento interno del terreno.

a) Zapata aislada.

$$E_{d,dst} = \gamma_E \sqrt{V_{d,x}^2 + V_{d,y}^2} \leq \frac{1}{\gamma_R} (N_d + P_z) \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) = R_d$$

con:

con:

$\phi = 35^\circ$ Ángulo de rozamiento interno del terreno.

El resto de variables de las formulas anteriores representan lo siguiente:

$\gamma_E = 1$	Coficiente parcial de seguridad del efecto de las acciones.
$\gamma_R = 1,5$	Coficiente parcial de resistencia.
N_d	Esfuerzo vertical de cálculo transmitido por la estructura de edificación a la zapata.
P_z	Peso total de la zapata considerando densidad del hormigón armado 2500 Kg/m ³ .
P_T	Peso del terreno que se encuentra por encima del talón de la zapata, y cuya resultante se encuentra respecto a la cara del trasdós del muro a una distancia igual a la mitad del vuelo de la zapata.
S_T	Empuje vertical debido a la sobrecarga del terreno por encima del talón de la zapata, y cuya resultante se encuentra respecto a la cara del trasdós del muro a una distancia igual a la mitad del vuelo de la zapata.
V_d	Esfuerzo horizontal de cálculo transmitido por la estructura de edificación a la zapata continua bajo muro.
$V_{d,y}$	Esfuerzo horizontal de cálculo en dirección "y", transmitido por la estructura de edificación a la zapata aislada.
$V_{d,x}$	Esfuerzo horizontal de cálculo en dirección "x", transmitido por la estructura de edificación a la zapata aislada.

6.3.4.6- Comprobación a estabilidad global del terreno

El fallo por falta de estabilidad global del terreno se da en cimientos próximos a la coronación de taludes o en medias laderas.

No es el caso de este proyecto.

6.3.5- Cálculos relativos a los Estados Límite de Servicio

Se habrán de cumplir los Estados Límites Últimos referentes a:

- Durabilidad de la obra
- Fisuración debida a esfuerzos normales.
- Movimientos excesivos de la cimentación

- Vibraciones

6.3.5.1- Comprobación a fisuración.

Según el Artículo 49.2.3 EHE-08 no hace falta realizar la comprobación a fisuración cuando la tensión en la fibra más traccionada del bloque de hormigón es inferior a la resistencia media a flexotracción del hormigón, $f_{ctm,fl}$.

$$\frac{M_K}{W_b} < \max\{(1,6 - h/1000)0,30f_{ck}^{2/3}; 0,30f_{ck}^{2/3}\} = f_{ctm,fl}$$

siendo:

f_{ck} Resistencia característica del hormigón a compresión.

h Canto de la zapata.

W_b Módulo resistente de la sección bruta de hormigón.

Y donde M_K según se tenga zapata continua o aislada toma el siguiente valor:

- a) Zapata continua bajo muro.

- Comprobación en cara inferior de la zapata.

$$M_K = \left[\frac{\sigma_{d,max}(v + 0,15a)^2}{2} \right]$$

$\sigma_{d,max}$ Tensión de cálculo máxima ejercida por la cimentación sobre el terreno ya sea la distribución lineal de presiones sobre la base de cimentación trapezoidal o triangular.

- Comprobación en cara superior de la zapata.

$$M_K = \left[(P_T + S_T) \left(\frac{v}{2} + 0,15a \right) - \frac{\sigma_{d,min}(v + 0,15a)^2}{2} \right]$$

$\sigma_{d,min}$ Tensión de cálculo mínima ejercida por la cimentación sobre el terreno ya sea la distribución lineal de presiones sobre la base de cimentación trapezoidal o triangular. (Si distribución triangular, $\sigma_{d,min} = 0$).

- c) Zapata aislada.

Se comprueba en dos direcciones ortogonales.

$$M_K = \left[\frac{\sigma_{d,max}(v + 0,15a)^2}{2} \right]$$

$\sigma_{d,max}$ Tensión de cálculo máxima ejercida por la cimentación sobre el terreno.

Estas expresiones se obtienen suponiendo:

- una distribución uniforme de $\sigma_{d,máx}$ a lo largo de la zapata, lo que queda del lado de la seguridad.
- el momento flector máximo generado por la distribución de presiones, según el Artículo 58.4.2 EHE-08 se da en una sección a una distancia $0,15a$ por detrás de la cara del pilar o muro.

El resto de variables de las formulas anteriores representan lo siguiente:

v Vuelo de la zapata.

a Grosor del muro en zapatas continuas bajo muro.

Lado del pilar (pilares de sección cuadrada) en zapatas aisladas.

P_T Peso del terreno que se encuentra por encima del talón de la zapata, y cuya resultante se encuentra respecto a la cara del trasdós del muro a una distancia igual a la mitad del vuelo de la zapata.

S_T Empuje vertical debido a la sobrecarga del terreno por encima del talón de la zapata, y cuya resultante se encuentra respecto a la cara del trasdós del muro a una distancia igual a la mitad del vuelo de la zapata.

En caso de no cumplirse la condición anterior, se realiza la comprobación a fisuración tal y como viene detallado en el apartado 6.2.2.1.1 de este documento.

6.3.6- Disposiciones relativas y cuantías mínimas de la armadura longitudinal

- a) Distancia mínima, s_{min} , libre horizontal y vertical entre dos barras aisladas consecutivas

$$s_{min} \geq \begin{cases} 20mm \\ \text{diámetro de la mayor} \\ 1,25 \cdot \text{tamaño máximo de árido} \end{cases}$$

- b) Distancia máxima, s_{max} , libre horizontal y vertical entre dos barras aisladas consecutivas

$$s_{max} \leq \begin{cases} 30cm \\ 3 \cdot \text{espesor bruto de la sección del elemento en la que se encuentre} \end{cases}$$

Se coloca armadura de piel en aquellos pilares y vigas cuya armadura de cálculo no cumpla con s_{max} .

- c) Límites a las cuantías mecánicas

Agotamiento de la sección se produce por flexión simple.

La armadura resistente longitudinal traccionada debe cumplir la siguiente limitación a cuantía mínima

$$A_s f_{yd} \geq \frac{W_1}{Z} f_{ct,m,fl}$$

donde:

A_s	Área de la armadura pasiva traccionada.
f_{yd}	Resistencia de cálculo del acero de la armadura activa en tracción.
W_1	Módulo resistente de la sección bruta relativa a la fibra más traccionada.
$f_{ct,m,fl}$	Resistencia media a flexotracción del hormigón.
z	Brazo mecánico de la sección que a falta de cálculos más precisos se adopta, $z = 0,8h$, siendo h el canto bruto de la sección.

d) Cuantías geométricas mínimas

Sea la cuantía geométrica, $\frac{A_s}{A_c}$, se ha de cumplir que:

$$\frac{A_s}{A_c} \geq \frac{\gamma}{1000}$$

siendo en el caso de proyecto, $\gamma = 0.0009$, la mitad del valor dado para losas en la Tabla 42.3.5 del EHE-08 que habrá de adoptarse

donde:

A_c	Área de la sección bruta de hormigón
A_s	Área de las armaduras en cada dirección, tanto en la cara inferior como si fuera necesario por cálculo en la cara superior.

e) Anclaje de las armaduras.

Según el Artículo 58.4.2.1.1 EHE-08, la armadura se ancla según las condiciones del Artículo 69 una longitud base l_b desde una sección situada a un canto útil d medido desde la sección de referencia para el cálculo de la armadura longitudinal.

Según Artículo 69 EHE-08:

Considerando barras de característica de adherencia certificadas según el Anejo C de la norma UNE-EN 10080, la armadura se ancla desde una sección situada a un canto útil de la sección de referencia, y la longitud de anclaje, l_b , viene dada por (Ver Figura 58.4.2.1.1.d EHE-08):

- Para barras en posición I:

$$l_{bI} = m\phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \phi$$

- Para barras en posición II:

$$l_{bII} = 1,4m\phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{14} \phi$$

donde:

- ϕ Diámetro de la barra en mm.
- $m = 1,5$ Coeficiente dado por la tabla 69.5.1.2.a EHE-08.
- f_{yk} Resistencia característica de acero en N/mm².

El tipo de posición de las barras ya sea este I ó II, viene definido según EHE-09 Artículo 69.5.1.1, tal que para los elementos de proyecto será:

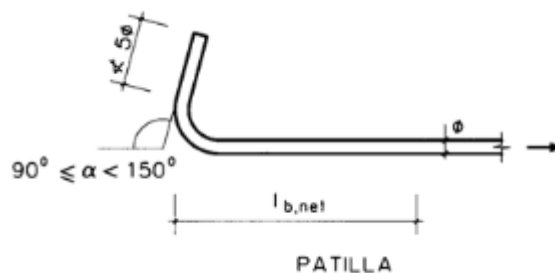
Posición I o de buena adherencia. Barras situadas en la mitad inferior de la sección o formando un ángulo de 90° con la horizontal. Se da en:

- barras de la cara inferior de las zapatas aisladas y continuas bajo muro..

Posición II o de adherencia deficiente. Barras situadas en la mitad superior de la sección y a menos de 30cm de la cara superior de hormigonado. Se da en:

- barras de la cara superior de la zapata continua bajo muro.

El anclaje de las armaduras se hace siempre por prolongación recta y si las dimensiones de la zapata no lo permiten, la armadura se prolongará en forma de patilla la longitud necesaria respetando siempre que la longitud de la patilla sea mayor o igual que cinco veces el diámetro de la barra. (Ver Figura 69.5.11 EHE-08):



En el caso de que aun considerando anclaje por patilla, la longitud básica de anclaje mínima por prolongación recta siga siendo mayor que el espacio existente en la zapata, entonces se habrá de cambiar el armado utilizando barras de menor diámetro.

En todo caso la las barras se prolongaran siempre hasta 40mm del extremo de la zapata.

En el caso del anclaje de las barras correspondientes al armado del talón en zapatas bajo muro estas se anclan en dirección al intradós la longitud básica correspondiente por prolongación recta desde la sección de referencia para el cálculo del armado en el talón.

6.3.7- Vigas de atado.

El dimensionamiento y cálculo de la armadura de las vigas de atado se basa en las especificaciones dadas por la Norma de Construcción Sismorresistente.

En la memoria de todo proyecto de obras se incluirá un apartado de "Acciones Sísmicas" sea o no de aplicación la norma.

En el caso de proyecto se considera Construcción de Importancia Normal, ya que su destrucción por un terremoto puede causar víctimas y producir importantes pérdidas económicas sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

Según el Mapa de Peligrosidad Sísmica, Figura 2.1 de la norma, la aceleración sísmica básica de Zaragoza es menor que $0,04g$, siendo g la aceleración de la gravedad.

Por lo tanto, según el Artículo 1.2.3 Criterios de aplicación de la Norma, en el caso de proyecto se tiene una construcción de importancia moderada en una zona de aceleración sísmica básica menor que $0,04g$ y en consecuencia la aplicación de la Norma Sismorresistente no es obligatoria en este proyecto.

Aunque, en el caso de proyecto, no sea de obligatorio cumplimiento esta norma se recomienda siempre colocar vigas de atado de la cimentación uniendo cada zapata en al menos un sentido en cada dirección. Para estos casos, se coloca un armado estándar de las vigas de atado tal y como se especifican en los planos.

ANEXO II.
CÁLCULO DE ELEMENTOS DE
CUBIERTA METÁLICA.

A continuación se detallan los resultados de las comprobaciones de los Estados Límites de los elementos que componen la cubierta metálica:

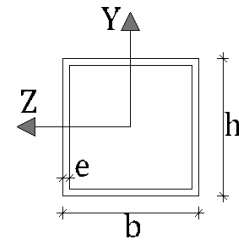
- Correas de cubierta.
- Diagonales.
- Montantes.
- Cordón superior.
- Cordón inferior.

Se dan los resultados de los elementos más desfavorables de entre todos aquellos pertenecientes a una misma familia.

Comprobación a flecha

	Flecha (m)	L (m)	L/300	Flecha < L/300
Correas	0,014	5	0,016	CUMPLE
Cerchas	0,040	20	0,067	CUMPLE

Correas de cubierta.



Tubo cuadrado

Dimensionado

Características geométricas

L	5 m
b	0,12 m
h	0,12 m
e	0,006 m
A	0,0027 m ²
I_y	5,9E-06 m ⁴
W_y	9,9E-05 m ³

Características resistentes.

f_y	355 N/mm ²
f_u	470 N/mm ²
E	206800 N/mm ²

Esfuerzos de cálculo

N_{Ed}	4,173 T
$V_{y,Ed}$	0,854 T
$M_{z,Ed}$	1,066 T·m

Resistencia de las secciones

γ_{M2}	1,25
f_{yd}	284 N/mm ²
$N_{pl,Rd}$	77,702 T
$V_{el,Rdy}$	23,611 T
$M_{el,Rdz}$	2,813 T·m

Resistencia de la barra

γ_{M1}	1,05
f_{yd}	338,09 N/mm ²
λ_k	1,415
$L_k = 1,0 \cdot L$	5 m
N_{cr}	48,516 T
χ	0,411
ϕ	1,629
α	0,21
$N_{b,Rd}$	37,99 T

Cortante

$$V_{Ed} \leq V_{el,Rdy}$$

y

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{el,Rdy}}{2}$$

CUMPLE

Pandeo

$$N_{Ed} < N_{b,Rd}$$

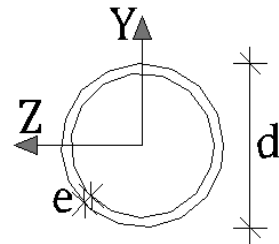
CUMPLE

Flexión compuesta

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = 0,433 \leq 1$$

CUMPLE

Diagonales.



Tubo circular

Dimensionado

Características geométricas

L	2,132 m
d	0,05 m
e	0,002 m
A	0,0003 m ²
I_y	8,7E-08 m ⁴
W_y	3,48E-06 m ³

Esfuerzos de cálculo

N_{Ed}	1,082 T
$V_{y,Ed}$	0,004 T
$M_{z,Ed}$	0,002 T·m

Resistencia de las secciones

γ_{M2}	1,25
f_{yd}	284 N/mm ²
$N_{pl,Rd}$	8,565 T
$V_{el,Rdy}$	3,148 T
$M_{el,Rdz}$	0,099 T·m

Cortante

$$V_{Ed} \leq V_{el,Rdy}$$

y

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{el,Rdy}}{2}$$

CUMPLE

Flexión compuesta

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = 0,148 \leq 1$$

CUMPLE

Características resistentes.

f_y	355 N/mm ²
f_u	470 N/mm ²
E	206800 N/mm ²

Resistencia de la barra

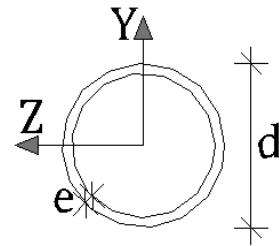
γ_{M1}	1,05
f_{yd}	338,09 N/mm ²
λ_k	1,655
$L_k = 1,0 \cdot L$	2,132 m
N_{cr}	3,907 T
χ	0,314
ϕ	2,013
α	0,21
$N_{b,Rd}$	3,201 T

Pandeo

$$N_{Ed} < N_{b,Rd}$$

CUMPLE

Montantes.



Tubo circular

Dimensionado

Características geométricas

L	1,69 m
d	0,05 m
e	0,002 m
A	0,0003 m ²
I_y	8,7E-08 m ⁴
W_y	3,48E-06 m ³

Características resistentes.

f_y	355 N/mm ²
f_u	470 N/mm ²
E	206800 N/mm ²

Esfuerzos de cálculo

N_{Ed}	0,165 T
$V_{y,Ed}$	0 T
$M_{z,Ed}$	0 T·m

Resistencia de la barra

γ_{M1}	1,05
f_{yd}	338,09 N/mm ²
λ_k	1,313
$L_k = 1,0 \cdot L$	1,69 m
N_{cr}	6,215 T
χ	0,463
ϕ	1,478
α	0,21
$N_{b,Rd}$	4,725 T

Resistencia de las secciones

γ_{M2}	1,25
f_{yd}	284 N/mm ²
$N_{pl,Rd}$	8,565 T
$V_{el,Rdy}$	3,148 T
$M_{el,Rdz}$	0,099 T·m

Cortante

$V_{Ed} \leq V_{el,Rdy}$ <p>y</p> $V_{Ed} \leq \frac{V_{el,Rdy}}{2}$ <p>CUMPLE</p>

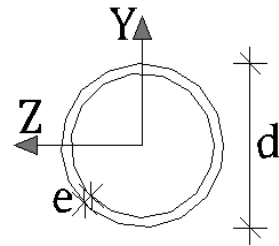
Pandeo

$N_{Ed} < N_{b,Rd}$ <p>CUMPLE</p>

Flexión compuesta

$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = 0,019 \leq 1$ <p>CUMPLE</p>

Cordón Superior .



Tubo circular

Dimensionado

Características geométricas

L	2,132 m
d	0,1 m
e	0,003 m
A	0,0009 m ²
I_y	1,07E-06 m ⁴
W_y	2,15E-05 m ³

Esfuerzos de cálculo

N_{Ed}	22,523 T
$V_{y,Ed}$	0,028 T
$M_{z,Ed}$	0,037 T·m

Resistencia de las secciones

γ_{M2}	1,25
f_{yd}	284 N/mm ²
$N_{pl,Rd}$	25,963 T
$V_{el,Rdy}$	9,543 T
$M_{el,Rdz}$	0,611 T·m

Cortante

$$V_{Ed} \leq V_{el,Rdy}$$

y

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{el,Rdy}}{2}$$

CUMPLE

Flexión compuesta

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = 0,928 \leq 1$$

CUMPLE

Características resistentes.

f_y	355 N/mm ²
f_u	470 N/mm ²
E	206800 N/mm ²

Resistencia de la barra

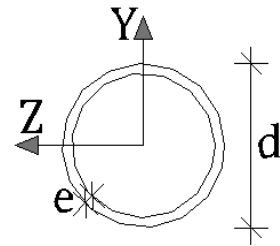
γ_{M1}	1,05
f_{yd}	338,09 N/mm ²
λ_k	0,820
$L_k = 1,0 \cdot L$	2,132 m
N_{cr}	48,325 T
χ	0,784
ϕ	0,901
α	0,21
$N_{b,Rd}$	24,244 T

Pandeo

$$N_{Ed} < N_{b,Rd}$$

CUMPLE

Cordón Inferior.



Tubo circular

Dimensionado

Características geométricas

L	2 m
d	0,1 m
e	0,003 m
A	0,0009 m ²
I_y	1,07E-06 m ⁴
W_y	2,15E-05 m ³

Esfuerzos de cálculo

N_{Ed}	10,956 T
$V_{y,Ed}$	0,011 T
$M_{z,Ed}$	0,005 T·m

Resistencia de las secciones

γ_{M2}	1,25
f_{yd}	284 N/mm ²
$N_{pl,Rd}$	25,963 T
$V_{el,Rdy}$	9,543 T
$M_{el,Rdz}$	0,611 T·m

Cortante

$$V_{Ed} \leq V_{el,Rdy}$$

y

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{el,Rdy}}{2}$$

CUMPLE

Flexión compuesta

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = 0,430 \leq 1$$

CUMPLE

Características resistentes.

f_y	355 N/mm ²
f_u	470 N/mm ²
E	206800 N/mm ²

Resistencia de la barra

γ_{M1}	1,05
f_{yd}	338,09 N/mm ²
λ_k	0,769
$L_k = 1,0 \cdot L$	2 m
N_{cr}	54,916 T
χ	0,813
ϕ	0,855
α	0,21
$N_{b,Rd}$	25,131 T

Pandeo

$$N_{Ed} < N_{b,Rd}$$

CUMPLE

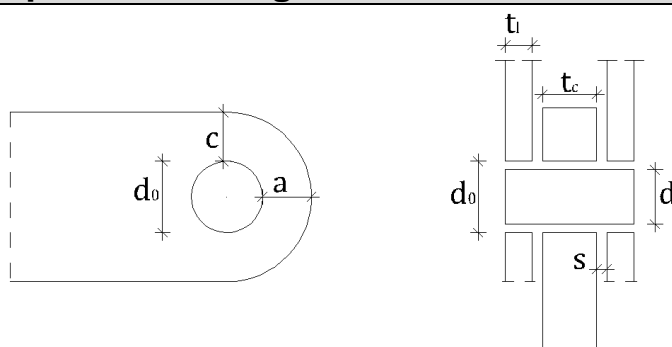
**ANEXO III.
CÁLCULO DE ELEMENTOS DE
UNIÓN.**

A continuación se detallan los resultados del dimensionamiento y comprobación de los elementos de unión:

- Unión entre elementos de la celosía metálica. Pasadores.
- Unión entre la celosía metálica y forjado superior. Placa en T atornillada.

Se dan los resultados de los elementos más desfavorables de entre todos aquellos pertenecientes a una misma familia.

Pasadores y chapas de las diagonales.



Características geométricas

d (mm)	d ₀ (mm)	t _c (mm)	t _i (mm)	s (mm)	a _c (mm)	a _i (mm)	c _c (mm)	c _l (mm)
15	17	15	5	2,5	12	12	6	6

Características resistentes

	Pasador	Chapa central	Chapa lateral
f _y (N/mm ²)	355	355	355
f _u (N/mm ²)	470	470	470

Comprobación de las chapas

Aplastamiento de chapa					
$\gamma_{M2} = 1,25$	$F_{b,Ed}$ (T)	$F_{b,Rd}$ (T)	$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd}$		
Chapa central	1,082	9,585	CUMPLE		
Chapa lateral	0,541	3,195	CUMPLE		
Resistencia a tracción y cortante					
$\gamma_{M0} = 1,05$	F_{Ed} (T)	a_{min} (mm)	c_{min} (mm)	$a \geq a_{min}$	$c \geq c_{min}$
Chapa central	1,082	11	5	CUMPLE	CUMPLE
Chapa lateral	0,541	11	5	CUMPLE	CUMPLE

Comprobación de los pasadores

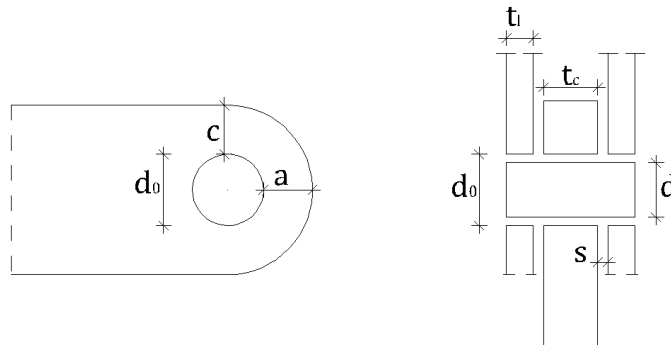
Cortante			
$\gamma_{M2} = 1,25$	$F_{V,Ed}$ (T)	$F_{V,Rd}$ (T)	$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd}$
	0,541	3,986	CUMPLE
Flexión			
$\gamma_{M2} = 1,25$	M_{Ed} (T·m)	M_{Rd} (T·m)	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$
	0,005	0,007	CUMPLE

Esfuerzo combinado de cortante y flexión

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}}\right)^2 = 0,44 \leq 1$$

CUMPLE

Pasadores y chapas de los montantes.



Características geométricas

d (mm)	d ₀ (mm)	t _c (mm)	t _i (mm)	s (mm)	a _c (mm)	a _i (mm)	c _c (mm)	c _i (mm)
15	17	15	5	2,5	12	12	6	6

Características resistentes

	Pasador	Chapa central	Chapa lateral
f _y (N/mm ²)	355	355	355
f _u (N/mm ²)	470	470	470

Comprobación de las chapas

Aplastamiento de chapa					
$\gamma_{M2} = 1,25$	$F_{b,Ed}$ (T)	$F_{b,Rd}$ (T)	$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd}$		
Chapa central	0,165	9,585	CUMPLE		
Chapa lateral	0,0825	3,195	CUMPLE		
Resistencia a tracción y cortante					
$\gamma_{M0} = 1,05$	F_{Ed} (T)	a_{min} (mm)	c_{min} (mm)	$a \geq a_{min}$	$c \geq c_{min}$
Chapa central	0,025	11	5	CUMPLE	CUMPLE
Chapa lateral	0,0125	11	5	CUMPLE	CUMPLE

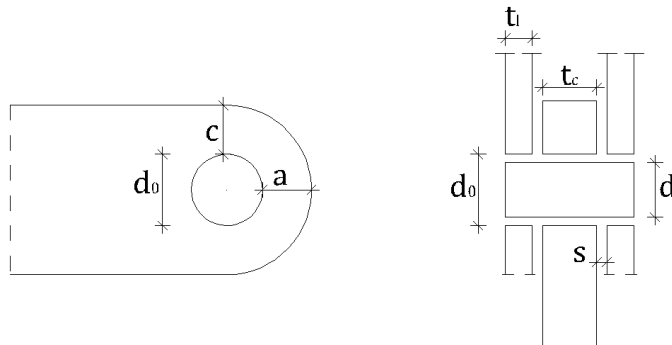
Comprobación de los pasadores

Cortante			
$\gamma_{M2} = 1,25$	$F_{V,Ed}$ (T)	$F_{V,Rd}$ (T)	$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd}$
	0,0825	3,986	CUMPLE

Flexión			
$\gamma_{M2} = 1,25$	M_{Ed} (T·m)	M_{Rd} (T·m)	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$
	0,0007	0,007	CUMPLE

Esfuerzo combinado de cortante y flexión	
$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}}\right)^2 = 0,01 \leq 1$	
CUMPLE	

Pasadores y chapas de los cordones.



Características geométricas

d (mm)	d ₀ (mm)	t _c (mm)	t _i (mm)	s (mm)	a _c (mm)	a _i (mm)	c _c (mm)	c _i (mm)
40	42	15	10	2,5	29	15	29	15

Características resistentes

	Pasador	Chapa central	Chapa lateral
f _y (N/mm ²)	345	355	355
f _u (N/mm ²)	470	470	470

Comprobación de las chapas

Aplastamiento de chapa					
$\gamma_{M2} = 1,25$	$F_{b,Ed}$ (T)	$F_{b,Rd}$ (T)	$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd}$		
Chapa central	22,515	25,560	CUMPLE		
Chapa lateral	11,2575	17,040	CUMPLE		
Resistencia a tracción y cortante					
$\gamma_{M0} = 1,05$	F_{Ed} (T)	a_{min} (mm)	c_{min} (mm)	$a \geq a_{min}$	$c \geq c_{min}$
Chapa central	10,957	28	14	CUMPLE	CUMPLE
Chapa lateral	5,4785	28	14	CUMPLE	CUMPLE

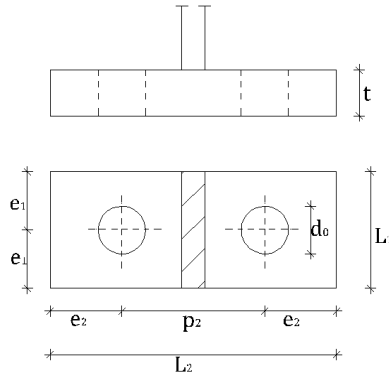
Comprobación de los pasadores

Cortante			
$\gamma_{M2} = 1,25$	$F_{V,Ed}$ (T)	$F_{V,Rd}$ (T)	$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd}$
	11,2575	28,349	CUMPLE

Flexión			
$\gamma_{M2} = 1,25$	M_{Ed} (T·m)	M_{Rd} (T·m)	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$
	0,127	0,138	CUMPLE

Esfuerzo combinado de cortante y flexión	
$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}}\right)^2 = 0,99 \leq 1$	
CUMPLE	

Placa en T atornillada.



Características geométricas

d (mm)	d ₀ (mm)	t (mm)	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	e ₁ (mm)	e ₂ (mm)	p ₂ (mm)	n _{TOT}
26	31	30	76	188	38	47	94	2

Características resistentes

	Tornillos	Chapa central
f _y (N/mm ²)	345	345
f _u (N/mm ²)	470	470

Esfuerzos de cálculo sobre la unión

F _{V,Ed} (T)	F _{Ed} (T)
18,200	4,208

Comprobación debidas al esfuerzo cortante sobre la unión

Resistencia a cortante de la sección transversal del tornillo

γ _{M2} = 1,25	F _{V,Ed} /n _{TOT} (T)	F _{V,Rd} (T)	F _{V,Ed} /n _{TOT} < F _{V,Rd}
	9,100	9,981	CUMPLE

Resistencia a aplastamiento de la chapa que se une

γ _{M2} = 1,25	F _{V,Ed} /n _{TOT} (T)	F _{V,Rd} (T)	F _{V,Ed} /n _{TOT} < F _{V,Rd}
	9,100	29,328	CUMPLE

Resistencia a desgarro del alma

γ _{M2} = 1,25	F _{V,Ed} (T)	F _{V,Rd} (T)	F _{V,Ed} < F _{V,Rd}
	18,200	142,128	CUMPLE

Comprobación debidas al esfuerzo de tracción sobre la unión

Resistencia a tracción del tornillo

γ _{M2} = 1,25	F _{Ed} /n _{TOT} (T)	F _{t,Rd} (T)	F _{Ed} /n _{TOT} < F _{t,Rd}
	2,104	17,967	CUMPLE

Resistencia a punzonamiento de la cabeza del tornillo			
$\gamma_{M2} = 1,25$	F_{Ed}/n_{TOT} (T)	$F_{p,Rd}$ (T)	$F_{Ed}/n_{TOT} < F_{p,Rd}$
	2,104	55,282	CUMPLE

Esfuerzo combinado de cortante y tracción sobre el tornillo

$\frac{F_{V,Ed}}{n_{TOT} \cdot F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{n_{TOT} \cdot 1,4F_{t,Rd}} = 0,995 \leq 1$
CUMPLE

Comprobación del “efecto palanca” nulo

L_B (mm)	$L_{B,min}$ (mm)	$L_B \geq L_{B,min}$
208	176	CUMPLE

Disposiciones constructivas

Pasadores	mínimas			
	e_1 (mm)	p_1 (mm)	e_2 (mm)	p_2 (mm)
Diagonales	21	38	26	52
Montantes	21	38	26	52
Cordones	51	93	64	127

Pasadores	máximas			
	e_1 (mm)	p_1 (mm)	e_2 (mm)	p_2 (mm)
Diagonales	100	200	100	200
Montantes	100	200	100	200
Cordones	100	200	100	200

Tornillos	e_1 (mm)	p_1 (mm)	e_2 (mm)	p_2 (mm)
mínimas	38	0	47	94
máximas	92	182	92	182

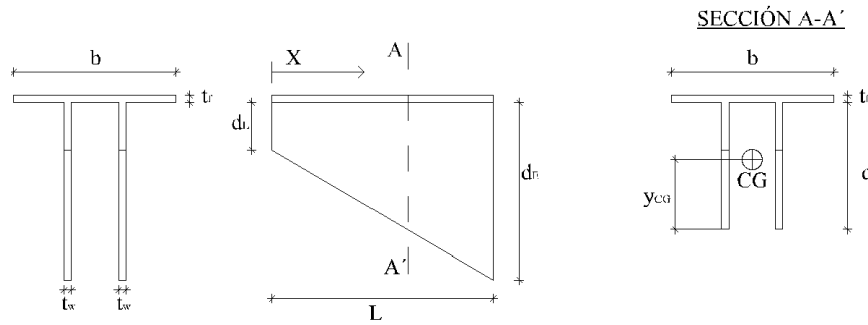
**ANEXO IV.
CÁLCULO DE MÉNSULAS
METÁLICAS.**

A continuación se detallan los resultados del dimensionamiento y comprobación de las ménsulas metálicas:

- Ménsula M1.
- Ménsula M2.
- Ménsula M3.
- Ménsula M4.

Se dan los resultados de las secciones más desfavorables de cada una de las ménsulas pertenecientes a una misma familia.

Ménsula M1.



Características geométricas

Ménsula					
b (mm)	L (mm)	d _L (mm)	d _E (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
220	300	64	240	10	10

Sección de comprobación						
	x (mm)	d (mm)	Y _{CG} (mm)	I _y (m ⁴)	W _y (m ³)	A _v (mm ²)
Extr. Libre	0	64	55	9,57E-07	1,72E-05	0,0014
Intermedio	60	99	78	3,98E-06	5,08E-05	0,0021
Extr. Empr.	300	240	159	7,04E-05	4,42E-04	0,0049

Características resistentes

f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)
355	470

Esfuerzos de cálculo actuando en el extremo libre de la ménsula

V _{Ed} (T)	M _{Ed} (T)	N _{Ed} (T)
22,285	0	0

Resistencia de la sección

Cortante			
γ _{M2} = 1,05	V _{Ed} (T)	V _{pl,Rd} (T)	V _{Ed} ≤ V _{pl,Rd}
Extr. Libre	22,285	26,938	CUMPLE

Flexión simple			
γ _{M2} = 1,25	M _{Ed} (T)	M _{el,Rd} (T)	M _{Ed} < M _{el,Rd}
Intermedio	1,337	1,446	CUMPLE
Extr. Empr.	6,686	12,569	CUMPLE

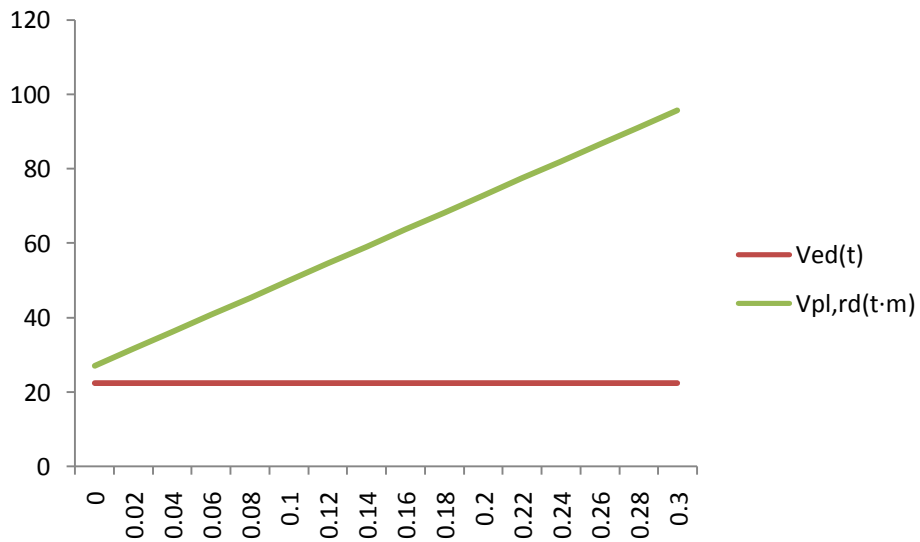
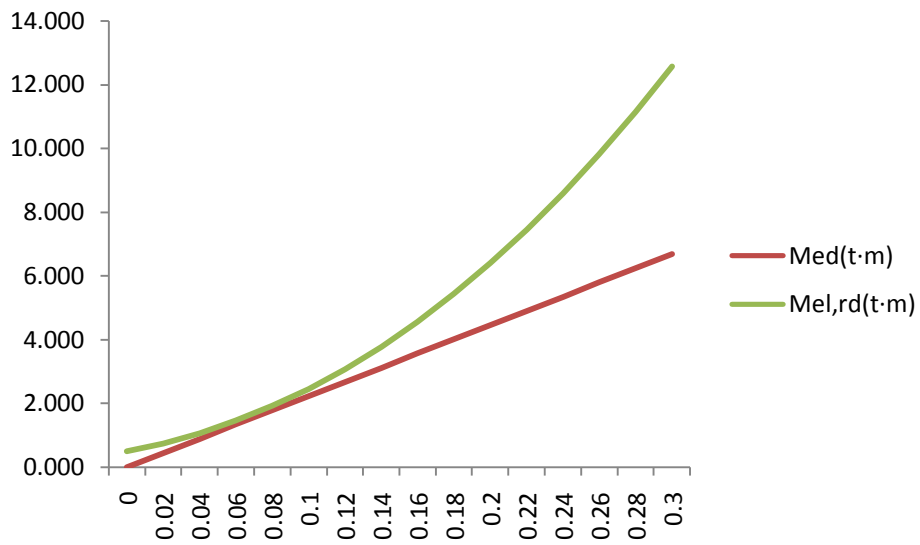
Esfuerzo combinado de flexión y cortante			
γ _{M2} = 1,25	M _{Ed} (T)	M _{V,Rd} (T)	M _{Ed} < M _{V,Rd}
Intermedio	1,337	1,432	CUMPLE
Extr. Empr.	6,686	8,984	CUMPLE

Resistencia de la barra

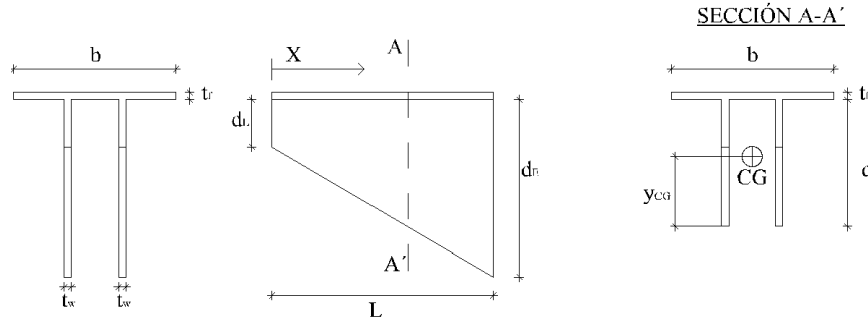
Abolladura del alma por cortante

$$\frac{d_f}{t_w} = 24 < 57 = 70 \cdot \epsilon$$

CUMPLE



Ménsula M2.



Características geométricas

Ménsula					
b (mm)	L (mm)	d _L (mm)	d _E (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
220	300	30	100	10	10

Sección de comprobación						
	x (mm)	d (mm)	Y _{CG} (mm)	I _y (m ⁴)	W _y (m ³)	A _v (mm ²)
Extr. Libre	0	30	31	1,04E-07	3,38E-06	0,0007
Intermedio	80	49	45	4,04E-07	9,04E-06	0,0011
Extr. Empr.	300	100	79	4,09E-06	5,19E-05	0,0021

Características resistentes

f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)
355	470

Esfuerzos de cálculo actuando en el extremo libre de la ménsula

V _{Ed} (T)	M _{Ed} (T)	N _{Ed} (T)
2,900	0	0

Resistencia de la sección

Cortante			
γ _{M2} = 1,05	V _{Ed} (T)	V _{pl,Rd} (T)	V _{Ed} ≤ V _{pl,Rd}
Extr. Libre	2,900	13,664	CUMPLE

Flexión simple			
γ _{M2} = 1,25	M _{Ed} (T)	M _{el,Rd} (T)	M _{Ed} < M _{el,Rd}
Intermedio	0,232	0,257	CUMPLE
Extr. Empr.	0,870	1,475	CUMPLE

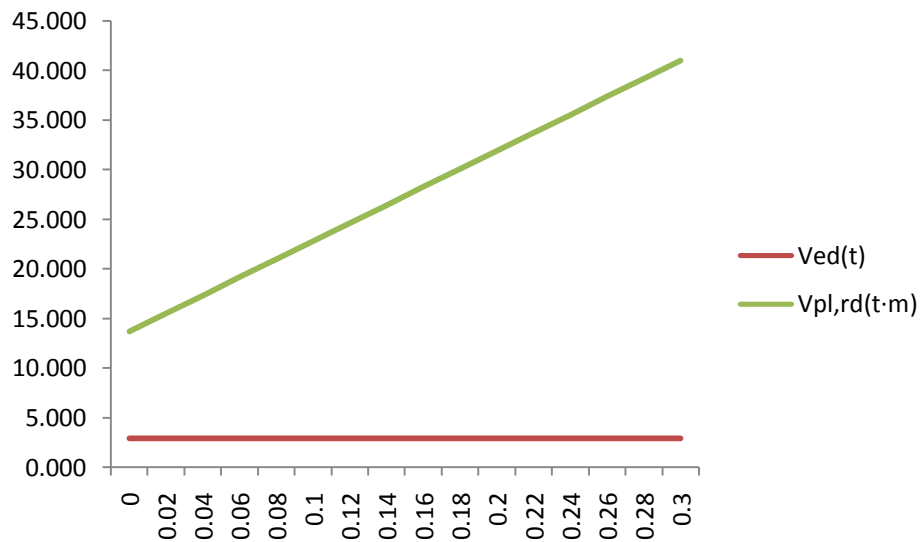
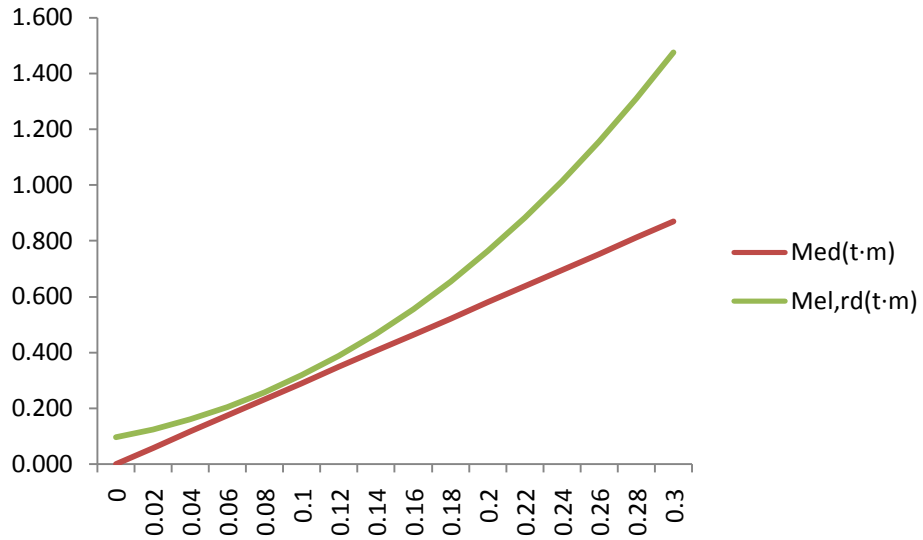
Esfuerzo combinado de flexión y cortante			
γ _{M2} = 1,25	V _{Ed} (T)	V _{pl,Rd} (T)	V _{Ed} ≤ V _{pl,Rd} /2
Intermedio	2,900	20,951	CUMPLE
Extr. Empr.	2,900	40,992	CUMPLE

Resistencia de la barra

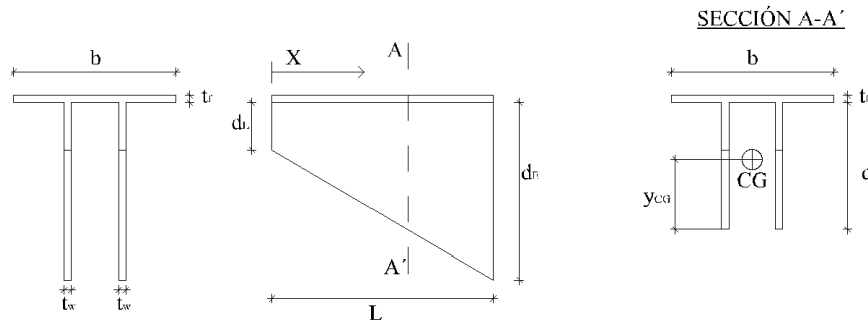
Abolladura del alma por cortante

$$\frac{d_f}{t_w} = 10 < 57 = 70 \cdot \epsilon$$

CUMPLE



Ménsula M3.



Características geométricas

Ménsula					
b (mm)	L (mm)	d _L (mm)	d _E (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
400	300	24	180	10	10

Sección de comprobación						
	x (mm)	d (mm)	Y _{CG} (mm)	I _y (m ⁴)	W _y (m ³)	A _V (mm ²)
Extr. Libre	0	24	27	7,44E-08	2,74E-06	0,0006
Intermedio	40	45	45	2,83E-07	6,33E-06	0,0010
Extr. Empr.	300	180	140	2,36E-05	1,68E-04	0,0037

Características resistentes

f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)
355	470

Esfuerzos de cálculo actuando en el extremo libre de la ménsula

V _{Ed} (T)	M _{Ed} (T)	N _{Ed} (T)
3,765	0	0

Resistencia de la sección

Cortante			
γ _{M2} = 1,05	V _{Ed} (T)	V _{pl,Rd} (T)	V _{Ed} ≤ V _{pl,Rd}
Extr. Libre	3,765	11,322	CUMPLE

Flexión simple			
γ _{M2} = 1,25	M _{Ed} (T)	M _{el,Rd} (T)	M _{Ed} < M _{el,Rd}
Intermedio	0,151	0,180	CUMPLE
Extr. Empr.	1,130	4,79	CUMPLE

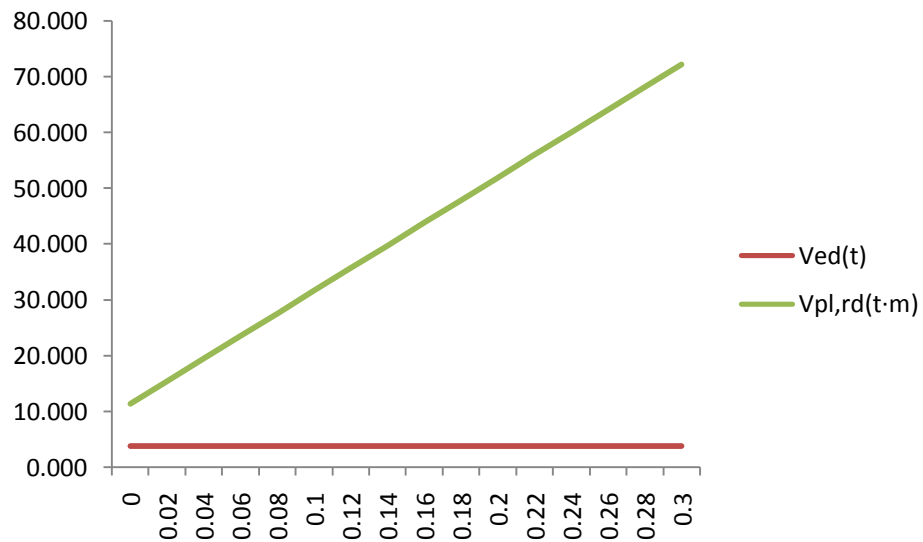
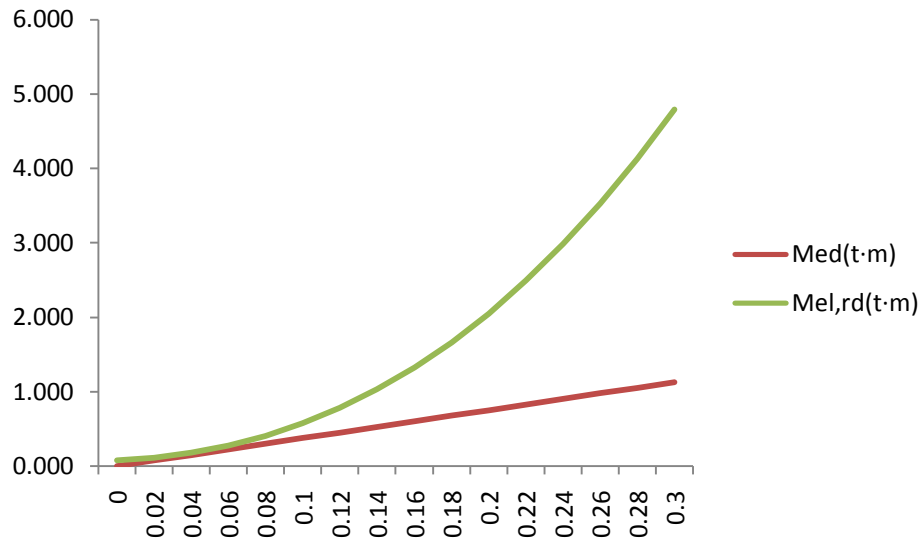
Esfuerzo combinado de flexión y cortante			
γ _{M2} = 1,25	V _{Ed} (T)	V _{pl,Rd} (T)	V _{Ed} ≤ V _{pl,Rd} /2
Intermedio	3,765	11,322	CUMPLE
Extr. Empr.	3,765	72,224	CUMPLE

Resistencia de la barra

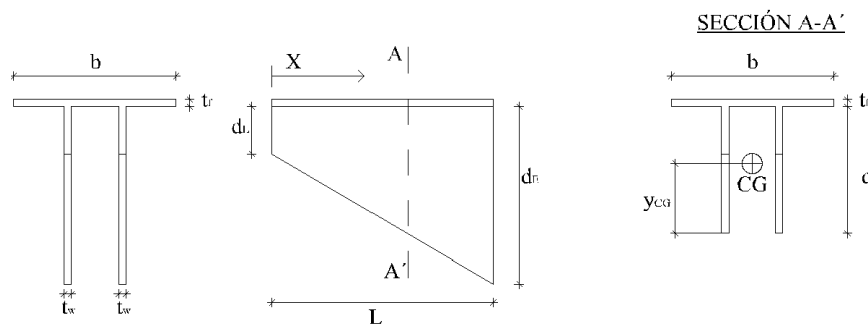
Abolladura del alma por cortante

$$\frac{d_f}{t_w} = 18 < 57 = 70 \cdot \epsilon$$

CUMPLE



Ménsula M4.



Características geométricas

Ménsula					
b (mm)	L (mm)	d _L (mm)	d _E (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
500	300	24	180	10	10

Sección de comprobación						
	x (mm)	d (mm)	Y _{CG} (mm)	I _y (m ⁴)	W _y (m ³)	A _v (mm ²)
Extr. Libre	0	24	28	8,17E-08	2,97E-06	0,0006
Intermedio	40	45	46	2,78E-07	6,11E-06	0,0010
Extr. Empr.	300	180	145	2,20E-05	1,51E-04	0,0037

Características resistentes

f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)
355	470

Esfuerzos de cálculo actuando en el extremo libre de la ménsula

V _{Ed} (T)	M _{Ed} (T)	N _{Ed} (T)
3,97	0	0

Resistencia de la sección

Cortante			
γ _{M2} = 1,05	V _{Ed} (T)	V _{pl,Rd} (T)	V _{Ed} ≤ V _{pl,Rd}
Extr. Libre	3,97	11,322	CUMPLE

Flexión simple			
γ _{M2} = 1,25	M _{Ed} (T)	M _{el,Rd} (T)	M _{Ed} < M _{el,Rd}
Intermedio	0,159	0,174	CUMPLE
Extr. Empr.	1,191	4,306	CUMPLE

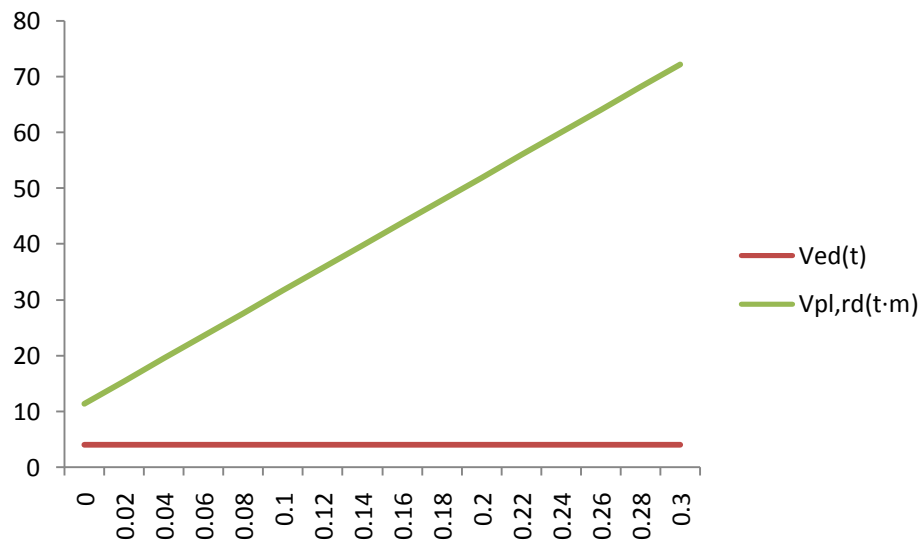
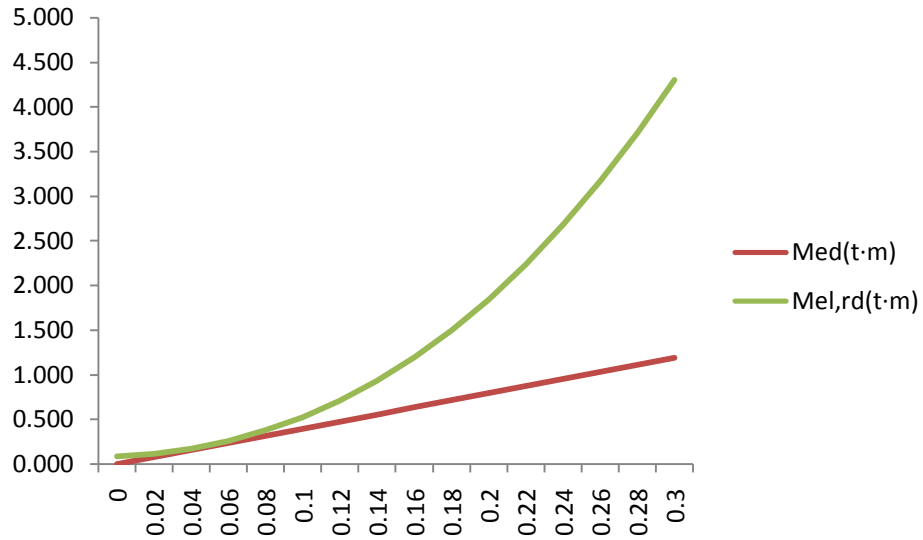
Esfuerzo combinado de flexión y cortante			
γ _{M2} = 1,25	V _{Ed} (T)	V _{pl,Rd} (T)	V _{Ed} ≤ V _{pl,Rd} /2
Intermedio	3,97	11,322	CUMPLE
Extr. Empr.	3,97	72,224	CUMPLE

Resistencia de la barra

Abolladura del alma por cortante

$$\frac{d_f}{t_w} = 18 < 57 = 70 \cdot \epsilon$$

CUMPLE



ANEXO V.
CÁLCULO DE PILARES.

A continuación se detallan los resultados del dimensionamiento y comprobación de los pilares de hormigón armado:

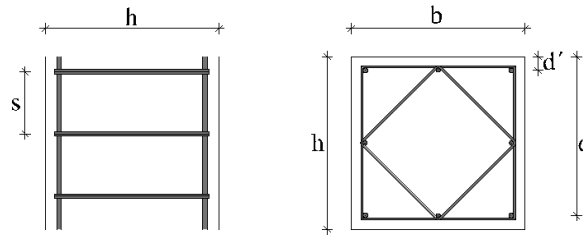
- Pilar 1.
- Pilar 2.
- Pilar 3.
- Pilar 3.
- Pilar 4.
- Pilar 5.
- Pilar 6.
- Pilar 7.
- Pilar 8.
- Pilar 9.
- Pilar 10.
- Pilar 11.
- Pilar 12.
- Pilar 13.
- Pilar 14.
- Pilar 15.
- Pilar 16.
- Pilar 17.

Estos corresponden a los grupos de pilares más representativos según su posición y cargas actuando sobre ellos.

Dentro de cada grupo de pilares se distingue entre el tramo inferior, como aquel comprendido entre la cota superior de cimentación y la primera planta, y el tramo superior, como aquel comprendido entre la primera planta y la segunda planta o cubierta.

Los pilares en la zona de escaleras, están divididos en tramos correspondientes a cada tramo de escaleras que acometen a ellos.

Pilar 1 inferior.



L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	54.896	2.056	0.579	0.555	2.879
Extremo final	60.896	4.858	1.294	0.555	2.879

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.037	0.011
Extremo final	0.080	0.021

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.080	0.060	0.140	0.025	0.050	0.075
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,31 \nless 1/4$					
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESVIADA					

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
60.896	8.53	4.55	13.078
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
1.12	1.12	208.333	3.045	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

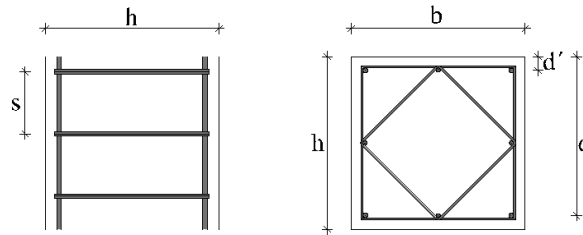
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
2.879	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
2.879	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	$s_{máx}$ (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 1 superior.



L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	25.237	9.437	0.606	0.260	4.803
Extremo final	29.128	8.175	0.420	0.260	4.803

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.374	0.024
Extremo final	0.281	0.014

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.374	0.025

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,07 \leq 1/4$$

SE DIMENSIONA SEGÚN EL PLANO MÁS DESFAVORABLE

Esfuerzos de cálculo de primer orden	
N_{Ed} (T)	M_{Ed} (T·m)
29.128	10.89

cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
10.02	10.02	208.333	1.456	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n			
14	4	12	4	13.386	13.386	46.441
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA		CUMPLE		

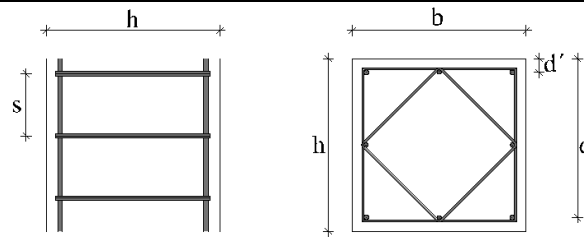
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
4.803	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
4.803	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 2 inferior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	27.085	1.764	0.652	1.010	1.905
Extremo final	33.085	2.738	1.184	1.010	1.905

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.065	0.024
Extremo final	0.083	0.036

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$\lambda > \lambda_{inf}$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$\lambda > \lambda_{inf}$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.083	0.061	0.143	0.036	0.053	0.089
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,43 \not\leq 1/4$					
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESVIADA					

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
33.085	4.74	2.93	7.675
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
0.42	0.42	208.333	1.654	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

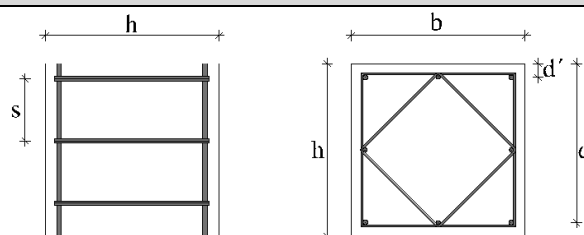
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
1.905	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
1.905	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 2 superior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	11.060	2.970	2.886	1.618	1.935
Extremo final	14.950	1.675	2.450	1.618	1.935

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.269	0.261
Extremo final	0.112	0.164

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.269	0.261

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,97 \nless 1/4$$

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESVIADA

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
14.950	4.01	3.90	7.916
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
10.32	10.32	208.333	0.748	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

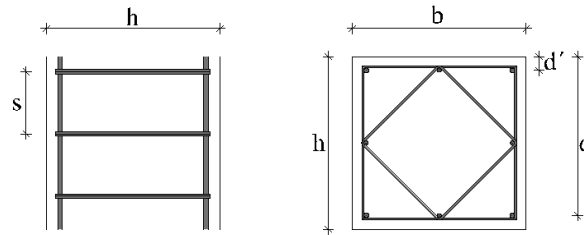
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
1.935	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
1.935	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	$s_{máx}$ (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 3 inferior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	91.215	5.268	0.399	0.370	1.991
Extremo final	97.215	2.590	0.031	0.370	1.991

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.058	0.004
Extremo final	0.027	0.000

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.058	0.057	0.115	0.025	0.050	0.075
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,43 \not\leq 1/4$					
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA					

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
97.215	11.19	7.27	18.451
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
1.95	1.95	208.333	4.861	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

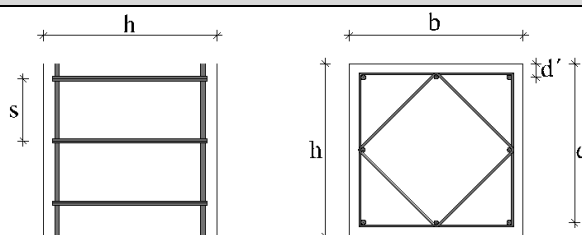
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
1.991	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
1.991	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 3 superior.



L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	29.223	4.883	0.141	0.217	2.834
Extremo final	33.113	4.019	0.261	0.217	2.834

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.167	0.005
Extremo final	0.121	0.008

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.167	0.025

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,15 \leq 1/4$$

SE DIMENSIONA SEGÚN EL PLANO MÁS DESFAVORABLE

Esfuerzos de cálculo de primer orden	
N_{Ed} (T)	M_{Ed} (T·m)
33.113	5.53

cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
-4.69	-4.69	208.333	1.656	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n			
14	4	12	4	13.386	13.386	46.441
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA		CUMPLE		

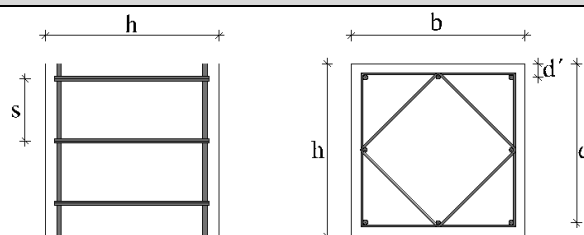
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
2.834	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
2.834	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 4 inferior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	47.515	1.196	2.053	1.052	0.913
Extremo final	53.515	2.165	2.357	1.052	0.913

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.025	0.043
Extremo final	0.040	0.044

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.040	0.054	0.094	0.044	0.055	0.099
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,92 \nless 1/4$					
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA					

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
53.515	5.05	5.29	10.343
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
-2.42	-2.42	208.333	2.676	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

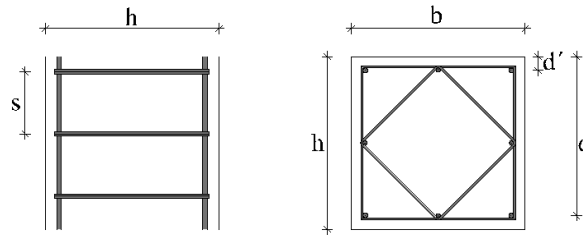
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
1.052	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
1.052	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 4 superior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	22.612	0.650	7.544	3.516	0.276
Extremo final	26.502	0.057	6.780	3.516	0.276

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.029	0.334
Extremo final	0.002	0.256

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.029	0.334

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,09 \leq 1/4$$

SE DIMENSIONA SEGÚN EL PLANO MÁS DESFAVORABLE

Esfuerzos de cálculo de primer orden	
N_{Ed} (T)	M_{Ed} (T·m)
26.502	8.84

cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
6.46	6.46	208.333	1.325	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n			
14	4	12	4	13.386	13.386	46.441
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA		CUMPLE		

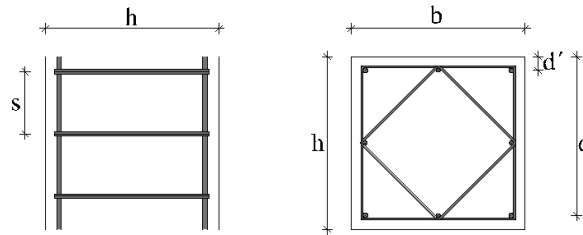
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
3.516	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
3.516	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 5 inferior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	78.393	1.323	1.177	0.782	1.262
Extremo final	84.393	0.359	1.107	0.782	1.262

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.017	0.015
Extremo final	0.004	0.013

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.025	0.050	0.075	0.025	0.050	0.075
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 1 \nless 1/4$					
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA					

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
84.393	6.31	6.31	12.615
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
-8.23	-8.23	208.333	4.220	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo		piel		U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

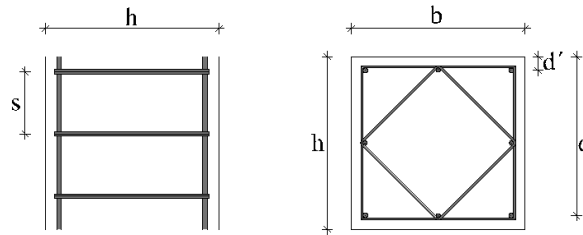
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
1.262	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
1.262	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 5 superior.



L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	39.211	3.129	4.924	2.258	1.934
Extremo final	43.102	2.322	0.000	2.258	1.934

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.080	0.126
Extremo final	0.054	0.000

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.080	0.126

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,64 \leq 1/4$$

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
43.102	3.44	5.41	8.852
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
-1.46	-1.46	208.333	2.155	43.478

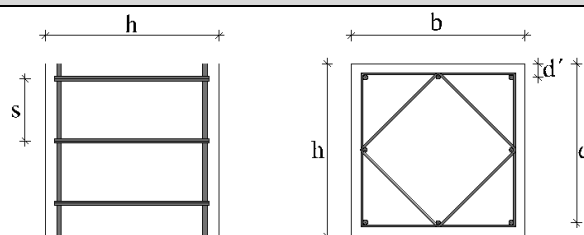
Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
2.258	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
2.258	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 6 inferior.**Características geométricas**

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	500	500	40	460

Características resistentes**Hormigón**

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	63.492	2.210	0.471	1.482	2.408
Extremo final	69.492	3.692	0.518	1.482	2.408

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.035	0.007
Extremo final	0.053	0.007

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.053	0.057	0.110	0.025	0.050	0.075
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,47 \notin 1/4$					
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA					

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
69.492	7.62	5.19	12.814
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
-2.74	-2.74	208.333	3.475	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

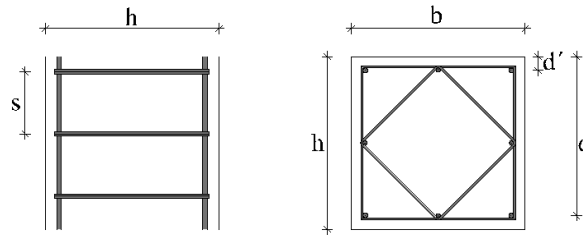
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
2.408	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
2.408	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 6 superior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	21.733	7.984	0.973	4.197	4.634
Extremo final	55.487	6.747	6.675	4.197	4.634

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.367	0.045
Extremo final	0.122	0.120

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.367	0.120

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,33 \nless 1/4$$

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
55.487	20.38	6.68	27.059
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
36.57	36.57	208.333	2.774	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	40.977	40.977	109.273
20	4	20	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

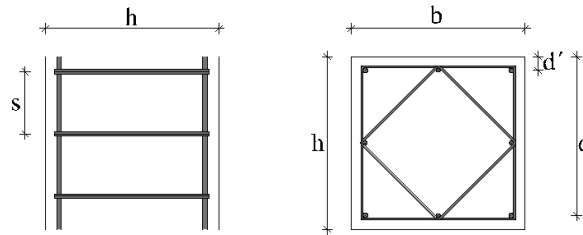
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
4.634	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
4.634	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	$s_{máx}$ (mm)
6	2	300	6	300
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 7 inferior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	89.452	8.415	0.112	0.472	3.906
Extremo final	95.452	5.442	0.118	0.472	3.906

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.094	0.001
Extremo final	0.057	0.001

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.094	0.062	0.156	0.025	0.050	0.075
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,27 \notin 1/4$					
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA					

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
95.452	14.87	7.13	22.000
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
10.88	10.88	208.333	4.773	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

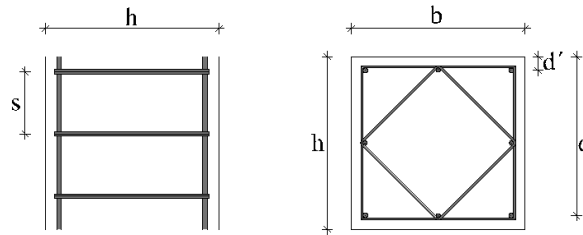
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
3.906	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
3.906	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 7 superior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	38.210	23.057	0.093	0.216	11.703
Extremo final	42.101	22.484	0.148	0.216	11.703

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.603	0.002
Extremo final	0.534	0.004

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.603	0.025

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,04 \leq 1/4$$

SE DIMENSIONA SEGÚN EL PLANO MÁS DESFAVORABLE

Esfuerzos de cálculo de primer orden	
N_{Ed} (T)	M_{Ed} (T·m)
42.101	25.40

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
38.41	38.41	208.333	2.105	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	40.977	40.977	109.273
20	4	20	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

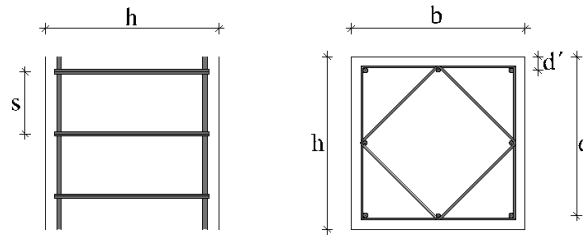
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
11.703	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
11.703	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	300	6	300
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 8 inferior.



L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	42.817	3.696	1.855	2.863	2.034
Extremo final	48.817	3.079	2.703	2.863	2.034

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.086	0.043
Extremo final	0.063	0.055

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.086	0.061	0.147	0.055	0.057	0.112
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,64 \nless 1/4$					
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESVIADA					

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
48.817	7.19	5.48	12.669
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
5.11	5.11	208.333	2.441	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

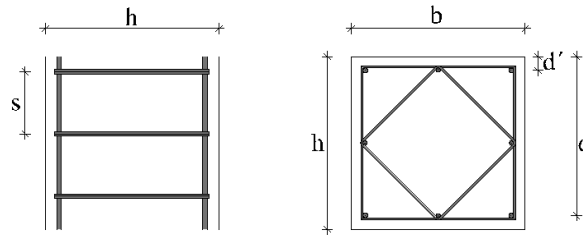
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
2.863	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
2.863	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 8 superior.



L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	18.025	12.897	5.652	3.852	6.388
Extremo final	21.915	12.200	5.106	3.852	6.388

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.716	0.314
Extremo final	0.557	0.233

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.716	0.314

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,44 \leq 1/4$$

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESVIADA

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
21.915	15.68	6.87	22.553
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
40.64	40.64	208.333	1.096	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	40.977	40.977	109.273
20	4	20	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

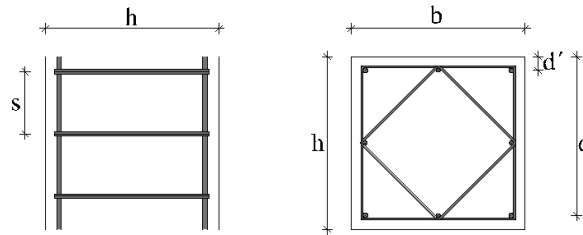
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
6.388	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
6.388	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	$s_{máx}$ (mm)
6	2	300	6	300
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 9 inferior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	91.277	1.989	4.115	4.946	1.412
Extremo final	97.277	0.619	4.626	4.946	1.412

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.022	0.045
Extremo final	0.006	0.048

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$\lambda > \lambda_{inf}$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$\lambda > \lambda_{inf}$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.025	0.050	0.075	0.048	0.055	0.103
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,53 \nless 1/4$					
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA					

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
97.277	7.27	10.02	17.295
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
-0.82	-0.82	208.333	4.864	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

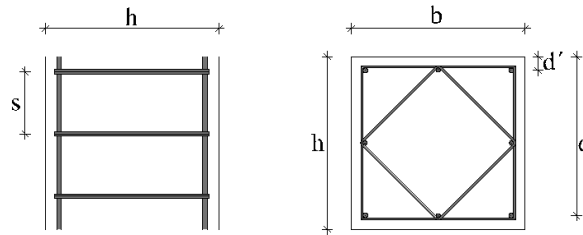
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
4.946	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
4.946	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 9 superior.



L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	40.232	3.153	12.383	8.039	1.508
Extremo final	44.122	2.680	11.605	8.039	1.508

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.078	0.308
Extremo final	0.061	0.263

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.078	0.308

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,26 \leq 1/4$$

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
44.122	3.46	13.58	17.038
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
17.58	17.58	208.333	2.206	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	20.079	20.079	53.544
14	4	14	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

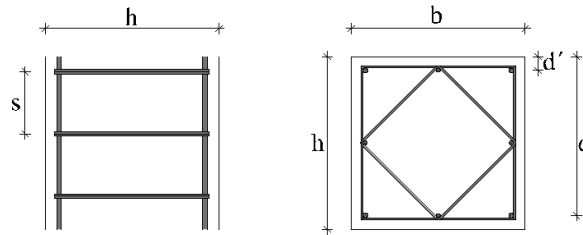
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
8.039	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
8.039	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	$s_{máx}$ (mm)
6	2	210	4	210
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 10 inferior.



L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	218.421	3.129	0.557	0.530	1.945
Extremo final	224.421	0.998	0.470	0.530	1.945

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.014	0.003
Extremo final	0.004	0.002

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$\lambda > \lambda_{inf}$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$\lambda > \lambda_{inf}$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.025	0.050	0.075	0.025	0.050	0.075
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 1 \nless 1/4$					
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESVIADA					

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
224.421	16.77	16.77	33.547
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
38.82	38.82	208.333	11.221	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	40.977	40.977	109.273
20	4	20	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

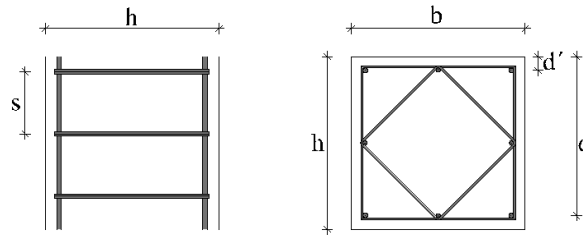
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
1.945	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
1.945	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	300	6	300
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 10 superior.



L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	97.089	3.486	0.903	0.455	2.462
Extremo final	100.980	4.095	0.809	0.455	2.462

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.036	0.009
Extremo final	0.041	0.008

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.041	0.025

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,62 \nless 1/4$$

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESVIADA

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
100.980	4.10	2.52	6.620
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
-27.21	-27.21	208.333	5.049	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

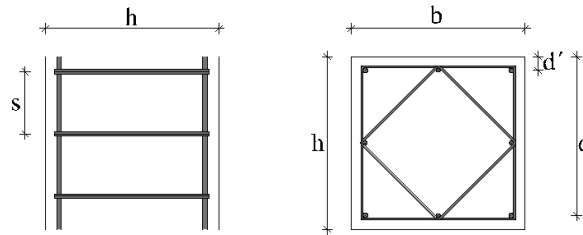
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
2.462	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
2.462	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	$s_{máx}$ (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 11 inferior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	95.730	14.898	5.910	1.439	4.193
Extremo final	101.730	8.952	3.256	1.439	4.193

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.156	0.062
Extremo final	0.088	0.032

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.156	0.066	0.221	0.062	0.058	0.120
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,40 \nless 1/4$					
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA					

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
101.730	22.50	12.17	34.672
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
39.39	39.39	208.333	5.086	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	40.977	40.977	109.273
20	4	20	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

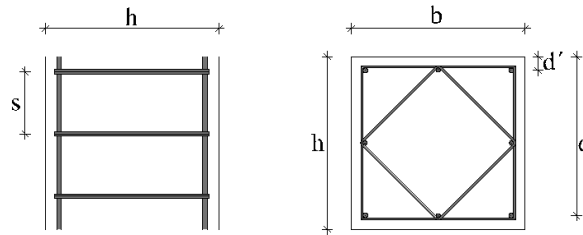
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
4.193	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
4.193	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	300	6	300
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 11 superior.



L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	29.333	9.113	9.057	5.062	7.625
Extremo final	33.224	18.462	11.846	5.062	7.625

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.311	0.309
Extremo final	0.556	0.357

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.556	0.357

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,64 \nless 1/4$$

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
33.224	18.46	11.85	30.308
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
54.24	54.24	208.333	1.661	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	64.027	64.027	192.081
25	4	25	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

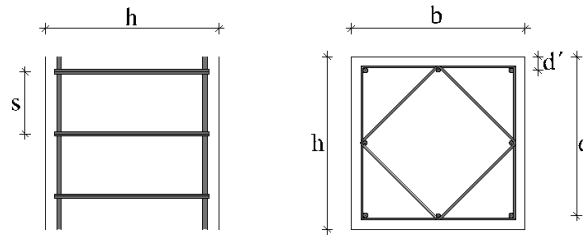
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
7.625	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
7.625	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	$s_{máx}$ (mm)
8	2	375	7	375
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 12 inferior.



L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	119.718	1.295	4.460	1.255	0.977
Extremo final	125.718	0.098	2.027	1.255	0.977

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.011	0.037
Extremo final	0.001	0.016

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.025	0.050	0.075	0.037	0.053	0.090
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,67 \notin 1/4$					
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA					

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
125.718	9.40	11.38	20.772
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
1.19	1.19	208.333	6.286	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

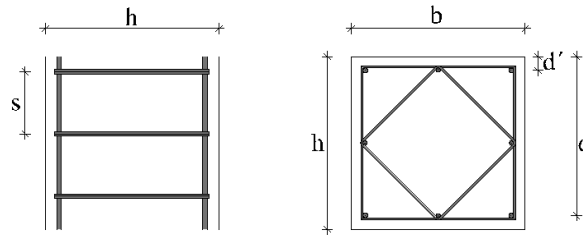
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
1.255	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
1.255	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 12 superior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	46.853	6.640	9.924	4.961	3.462
Extremo final	50.744	6.870	10.267	4.961	3.462

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.142	0.212
Extremo final	0.135	0.202

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.142	0.212

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,67 \notin 1/4$$

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
50.744	7.19	10.75	17.939
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
16.84	16.84	208.333	2.537	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	20.079	20.079	53.544
14	4	14	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

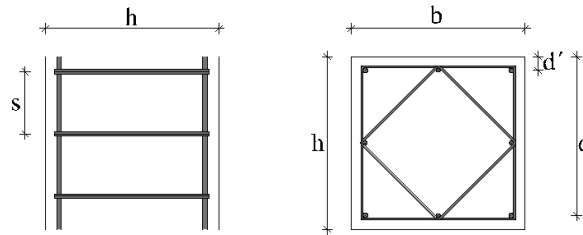
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
4.961	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
4.961	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	$s_{máx}$ (mm)
6	2	210	4	210
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 13 inferior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	50.439	2.933	1.304	2.410	4.279
Extremo final	66.071	5.086	3.244	2.410	4.279

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.058	0.026
Extremo final	0.077	0.049

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$\lambda > \lambda_{inf}$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,14	44,34	35

$\lambda > \lambda_{inf}$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.077	0.060	0.137	0.049	0.056	0.105
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,64 \nless 1/4$					
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA					

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
66.071	9.05	6.93	15.975
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
6.04	6.04	208.333	3.304	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

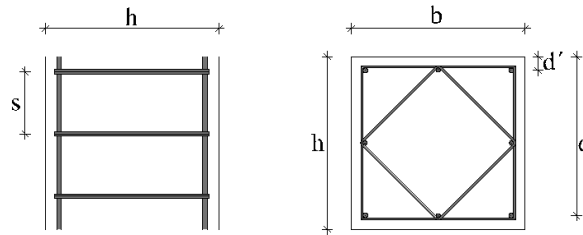
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
4.279	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
4.279	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 13 superior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	21.169	7.392	0.688	0.462	4.768
Extremo final	25.060	8.530	0.479	0.462	4.768

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.349	0.033
Extremo final	0.340	0.019

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.349	0.033

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,09 \leq 1/4$$

SE DIMENSIONA SEGÚN EL PLANO MÁS DESFAVORABLE

Esfuerzos de cálculo de primer orden	
N_{Ed} (T)	M_{Ed} (T·m)
25.060	8.75

cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
6.97	6.97	208.333	1.253	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

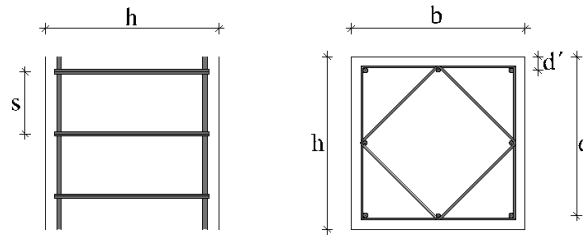
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
4.768	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
4.768	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 14 inferior "a".



L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
2,4	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	160.795	4.049	3.702	3.093	6.555
Extremo final	163.045	8.574	1.631	3.093	6.555

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.025	0.023
Extremo final	0.053	0.010

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	2,4	0,14	16,63	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	2,4	0,14	16,63	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.053	0.025

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,48 \nless 1/4$$

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
163.045	8.57	4.08	12.650
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
-22.31	-22.31	208.333	8.152	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo		piel		U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

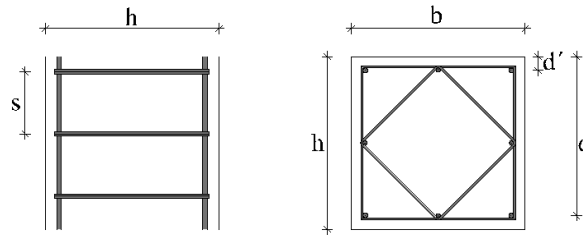
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
6.555	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
6.555	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	$s_{máx}$ (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 14 inferior "b".



L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
3,2	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	143.506	4.774	0.153	1.099	2.394
Extremo final	146.506	0.454	0.452	1.099	2.394

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.033	0.001
Extremo final	0.003	0.003

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	3,2	0,14	22,17	35

$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	3,2	0,14	22,17	35

$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.033	0.025

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,75 \nless 1/4$$

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
146.506	4.87	3.66	8.536
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
-30.81	-30.81	208.333	7.325	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

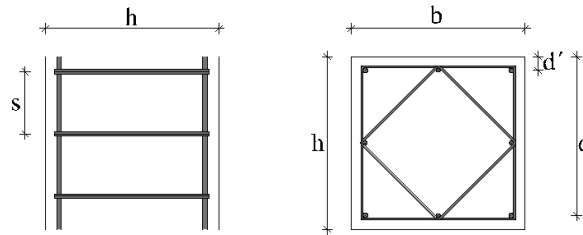
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
2.394	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
2.394	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	$s_{máx}$ (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 14 inferior "c".



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
1,6	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	130.242	0.933	6.999	2.633	2.602
Extremo final	131.742	2.242	3.015	2.633	2.602

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.007	0.054
Extremo final	0.017	0.023

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	1,6	0,14	11,09	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	1,6	0,14	11,09	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.025	0.054

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,47 \leq 1/4$$

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESVIADA

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
131.742	3.29	7.08	10.373
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
-24.55	-24.55	208.333	6.587	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

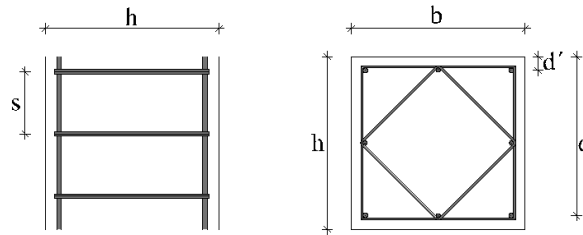
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
2.633	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
2.633	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	$s_{máx}$ (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 14 superior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	500	500	40	460

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	325,833

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	56.953	0.391	6.508	3.385	1.592
Extremo final	60.844	0.000	7.541	3.385	1.592

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.007	0.114
Extremo final	0.000	0.124

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.025	0.025

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,14	28,75	35

$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.025	0.124

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,20 \leq 1/4$$

SE DIMENSIONA SEGÚN EL PLANO MÁS DESFAVORABLE

Esfuerzos de cálculo de primer orden	
N_{Ed} (T)	M_{Ed} (T·m)
60.844	7.54

cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
-12.04	-12.04	208.333	3.042	43.478

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	13.386	13.386	46.441
14	4	12	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

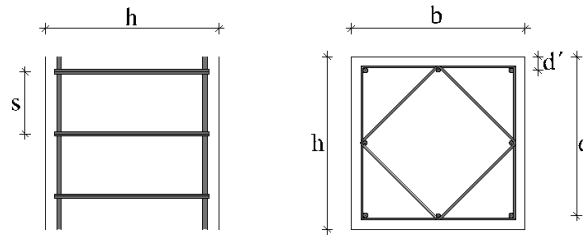
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
3.385	115	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
3.385	12.29	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	180	4	180
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 15 inferior.



L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	600	600	40	560

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	476

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	89.676	3.543	0.202	0.889	3.078
Extremo final	98.316	14.548	0.644	0.889	3.078

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.040	0.002
Extremo final	0.148	0.007

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.030	0.030

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,17	36,95	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,17	36,95	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.148	0.053	0.201	0.030	0.041	0.071
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,20 \leq 1/4$					
SE DIMENSIONA SEGÚN EL PLANO MÁS DESFAVORABLE					

Esfuerzos de cálculo de primer orden	
N_{Ed} (T)	M_{Ed} (T·m)
98.316	19.78

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
-7.75	-7.75	300	4.916	62.609

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	17.484	17.484	69.935
16	4	16	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

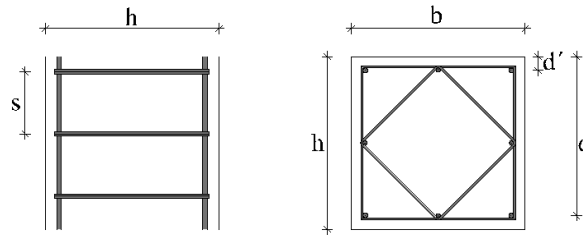
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
3.078	168	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
3.078	16.96	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	240	5	240
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 15 superior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	600	600	40	560

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	476

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	19.809	9.502	0.597	4.197	4.634
Extremo final	47.190	14.081	0.114	4.197	4.634

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.480	0.030
Extremo final	0.298	0.002

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.030	0.030

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,17	23,96	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,17	23,96	35

$$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.480	0.030

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,06 \leq 1/4$$

SE DIMENSIONA SEGÚN EL PLANO MÁS DESFAVORABLE

Esfuerzos de cálculo de primer orden	
N_{Ed} (T)	M_{Ed} (T·m)
47.190	22.64

cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
18.83	18.83	300.000	2.360	62.609

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n			
16	4	16	4	26.225	26.225	69.935
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA		CUMPLE		

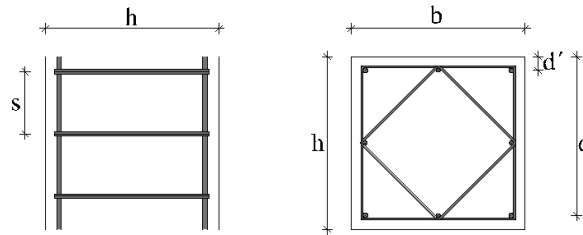
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
4.634	168	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
4.634	16.96	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	240	5	240
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 16 inferior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	600	600	40	560

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	476

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	126.435	4.905	0.340	0.871	1.141
Extremo final	135.075	7.534	0.446	0.871	1.141

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.039	0.003
Extremo final	0.056	0.003

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.030	0.030

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,17	36,95	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,17	36,95	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.056	0.046	0.102	0.030	0.041	0.071
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,54 \nless 1/4$					
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA					

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
135.075	13.76	9.65	23.408
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
-12.27	-12.27	300.000	6.754	62.609

Armadura longitudinal final						
cálculo		piel		U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	26.225	26.225	69.935
16	4	16	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

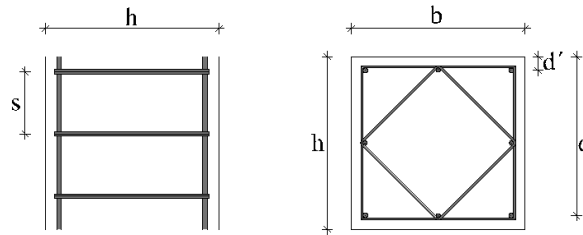
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
1.141	168	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
1.141	16.96	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	240	5	240
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 16 superior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	600	600	40	560

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	476

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	37.888	25.668	0.094	4.197	4.634
Extremo final	64.881	24.421	0.077	4.197	4.634

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.677	0.002
Extremo final	0.376	0.001

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.030	0.030

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,17	23,96	35

$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,17	23,96	35

$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.677	0.030

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,04 \leq 1/4$$

SE DIMENSIONA SEGÚN EL PLANO MÁS DESFAVORABLE

Esfuerzos de cálculo de primer orden	
N_{Ed} (T)	M_{Ed} (T·m)
64.881	43.96

cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
51.86	51.86	300.000	3.244	62.609

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	64.027	64.027	170.739
25	4	25	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

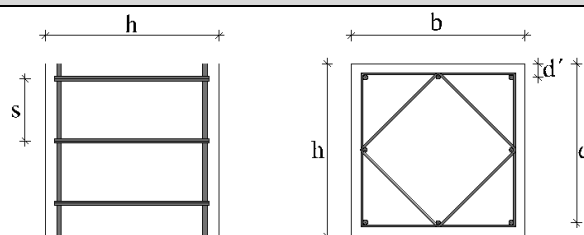
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
4.634	168	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
4.634	16.96	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
8	2	375	7	375
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 17 inferior.



L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
6,4	600	600	40	560

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	476

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	57.378	7.755	2.466	4.481	3.115
Extremo final	66.018	5.952	1.524	4.481	3.115

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.135	0.043
Extremo final	0.090	0.023

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.030	0.030

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,17	36,95	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	6,4	0,17	36,95	35

$$\lambda > \lambda_{inf}$$

SE DIMENSIONA EL PILAR A PANDEO

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo en Y			Excentricidad de cálculo en Z		
$e_{e,y}$ (m)	$e_{a,y}$ (m)	$e_{tot,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)	$e_{a,z}$ (m)	$e_{tot,z}$ (m)
0.135	0.053	0.188	0.043	0.044	0.087
$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,32 \not\leq 1/4$					
COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESVIADA					

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
66.018	12.40	5.75	18.143
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
1.73	1.73	300.000	3.301	62.609

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	26.225	26.225	69.935
16	4	16	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

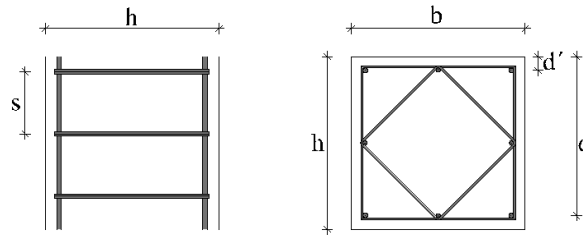
Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
4.481	168	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
4.481	16.96	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	s_{max} (mm)
6	2	240	5	240
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

Pilar 17 superior.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)
4,15	600	600	40	560

Características resistentes

Hormigón

γ_c	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	U ₀ (T)
1,5	25	16,7	27264,0418	476

Acero

γ_s	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ϵ_y
1,15	500	434,8	210000	0,002

Esfuerzos de cálculo y excentricidades de primer orden

Esfuerzos	N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	$V_{z,Ed}$ (T)	$V_{y,Ed}$ (T)
Extremo inicial	17.652	13.051	5.810	4.197	4.634
Extremo final	29.488	7.878	6.288	4.197	4.634

Excentricidad	e_y (m)	e_z (m)
Extremo inicial	0.739	0.329
Extremo final	0.267	0.213

$e_{y,min}$ (m)	$e_{z,min}$ (m)
0.030	0.030

Características del pilar a pandeo en el plano Y

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,17	23,96	35

$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Características del pilar a pandeo en el plano Z

α	l_o	i_c	λ	λ_{inf}
1	4,15	0,17	23,96	35

$\lambda \not\geq \lambda_{inf}$

NO HACE FALTA DIMENSIONAR A PANDEO. SÓLO EFECTOS DE PRIMER ORDEN

Armadura longitudinal

Excentricidad de cálculo	
$e_{e,y}$ (m)	$e_{e,z}$ (m)
0.739	0.329

$$\min \left\{ \frac{e_{e,y}/b}{e_{e,z}/h}; \frac{e_{e,z}/h}{e_{e,y}/b} \right\} = 0,45 \nless 1/4$$

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN ESMIADA

Esfuerzos de cálculo con efecto de segundo orden			
N_{Ed} (T)	$M_{z,Ed}$ (T·m)	$M_{y,Ed}$ (T·m)	M_U (T·m)
29.488	21.80	9.71	31.507
$\frac{M_{z,Ed}}{M_U} + \frac{M_{y,Ed}}{M_U} = 1$			
CUMPLE			

Cuantías límite				
cálculo		mecánica (T)		geométrica (T)
U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	máxima	mínima	$A_s/A_c > 0,004$
44.56	44.56	300.000	1.474	62.609

Armadura longitudinal final						
cálculo				U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	U_{sTOTAL} (T)
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	64.027	64.027	170.739
25	4	25	4	CUMPLE		
UNA EN CADA ESQUINA		UNA EN CADA CARA				

Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión		
V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
4.634	168	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)		
V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
4.634	16.96	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

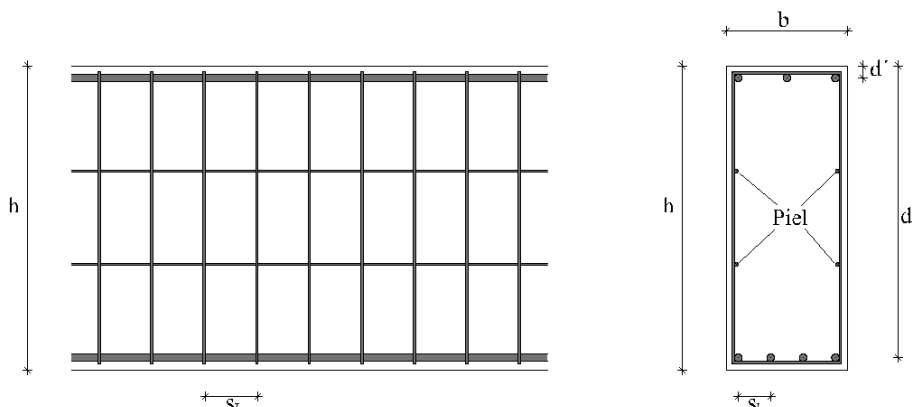
Armadura transversal para evitar el pandeo de barras longitudinales				
ϕ (mm)	n° de cercos*	s (mm)	ϕ_{min} (mm)	$s_{máx}$ (mm)
8	2	375	7	375
CUMPLE				
*Se juntan 2 cercos para evitar el pandeo de las barras longitudinales de mitad de las caras.				

**ANEXO VI.
CÁLCULO DE VIGAS.**

A continuación se detallan los resultados del dimensionamiento y comprobación de las vigas de hormigón armado:

- Viga 1.
- Viga2.

Viga 1.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)	I_b (m ⁴)	W_b (m ³)
10	400	1000	40	960	0,033	0,066

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f_{ck} (N/mm ²)	25
f_{cd} (N/mm ²)	16,7
E_c (N/mm ²)	27264,0418
U_0 (T)	544
U_v (T)	45,333
M_{lim} (T)	195,854
$f_{ct,m}$ (N/mm ²)	2,56
$f_{ct,m,fl}$ (N/mm ²)	2,56

Acero	
γ_s	1,15
f_{yk} (N/mm ²)	500
f_{yd} (N/mm ²)	434,8
E_s (N/mm ²)	210000

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	$M_d(-)$ (T·m)	$M_d(+)$ (T·m)	V_d (T)
Extremo inicial	35,739	-	36,885
Extremo final	34,511	-	34,978
Centro	-	59,010	0,514

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0028$
Extremo inicial	38,60	0	23,233	48,696
Extremo final	37,22	0	23,233	48,696
Centro	65,40	0	23,233	48,696

Límites de separación transversal de las barras

$s_{L,min,\phi=25mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=20mm}$ (mm)	$s_{L,máx}$ (mm)
25	20	300

Armadura longitudinal final

Extremo inicial y final (armadura de negativos)							
cara de tracción				cara de compresión			
ϕ (mm)	n	s_L (mm)	U_{s1} (T)	ϕ (mm)	n	s_L (mm)	U_{s2} (T)
25	3	135	64,027	25	2	295	42,685
CUMPLE							

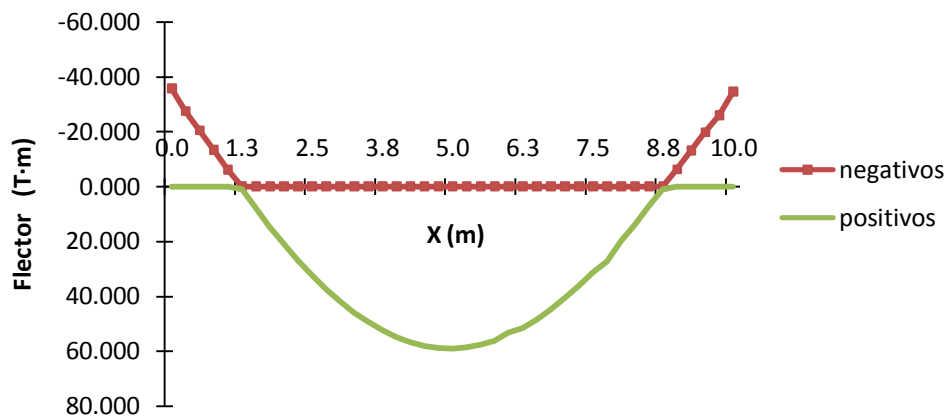
Centro (armadura de positivos)							
cara de tracción				cara de compresión			
ϕ (mm)	n	s_L (mm)	U_{s1} (T)	ϕ (mm)	n	s_L (mm)	U_{s2} (T)
25	4	81,7	85,369	25	2	295	42,685
CUMPLE							

Cortes en la armadura longitudinal

Extremo inicial y final (armadura de negativos)					
cara de tracción		cara de compresión		esfuerzo resistido	longitud de anclaje
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	M_u (T·m)	$l_{bl} + decalaje$ (mm)
25	2	25	2	39,70	2273

Centro (armadura de positivos)					
cara de tracción		cara de compresión		esfuerzo resistido	longitud de anclaje
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	M_u (T·m)	$l_{bl} + decalaje$ (mm)
25	2	25	2	39,70	1898

Envolvente de flectores



Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión

V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
36,885	192	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)

V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
36,885	16,874	NO CUMPLE
HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Resistencia de los tirantes a tracción (con armadura)

V_{rd} (T)	V_{cu} (T)	V_{su} (T)	$V_{cu} + V_{su} = 36,885 = V_{rd}$
36,885	16,874	20,011	

Límites a la armadura transversal

cuantía mínima		separación
$A_{90}f_{y90,d}$ (T/m)		$V_{rd} \leq 1/5 V_{u1} = 38,4$
cálculo	mecánica	$s_{T,máx}$ (mm)
23,161	13,679	600

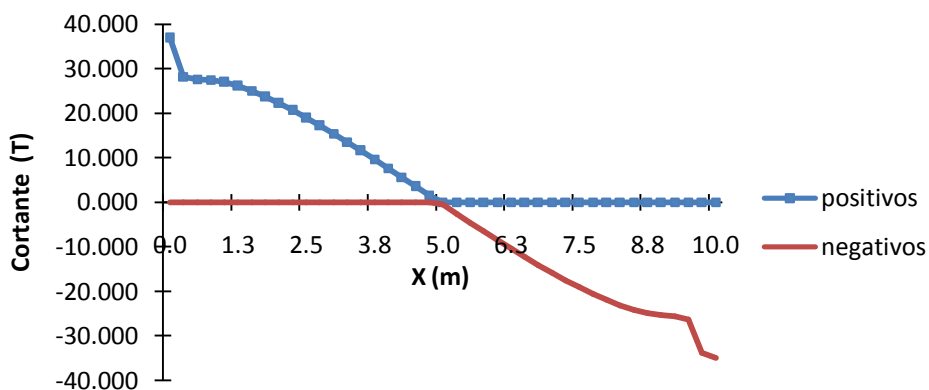
Armadura transversal final

ϕ (mm)	n° de cercos*	s_T (mm)	$A_{90}f_{y90,d}$ (T/m)
8	1	173	23,244

CUMPLE

Se prolonga la armadura hasta medio canto a partir de donde deja de ser necesaria. A partir de ahí se coloca la armadura separada un máximo $s_{T,máx}$.

Envolvente de cortantes



Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	$M_k(-)$ (T·m)	$M_k(+)$ (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	23,500	-	25	3	1472,622
Extremo final	22,690	-	25	3	1472,622
Centro	-	38,750	25	4	1963,495

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)			
$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Extremo inicial	Extremo final	Centro
M_{fis} (T·m)	17.100	17.100	17.10
σ_s (N/mm ²)	207.79	200.62	256.97
σ_{sr} (N/mm ²)	151.20	151.20	113.40
ε_{sm}	0.000728	0.000684	0.001105
c (mm)	27.5	27.5	27.5
s (mm)	133	133	100
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	86000	86000	86000
s_m (mm)	154.666	154.666	129.749
w_k (mm)	0.191	0.180	0.244
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

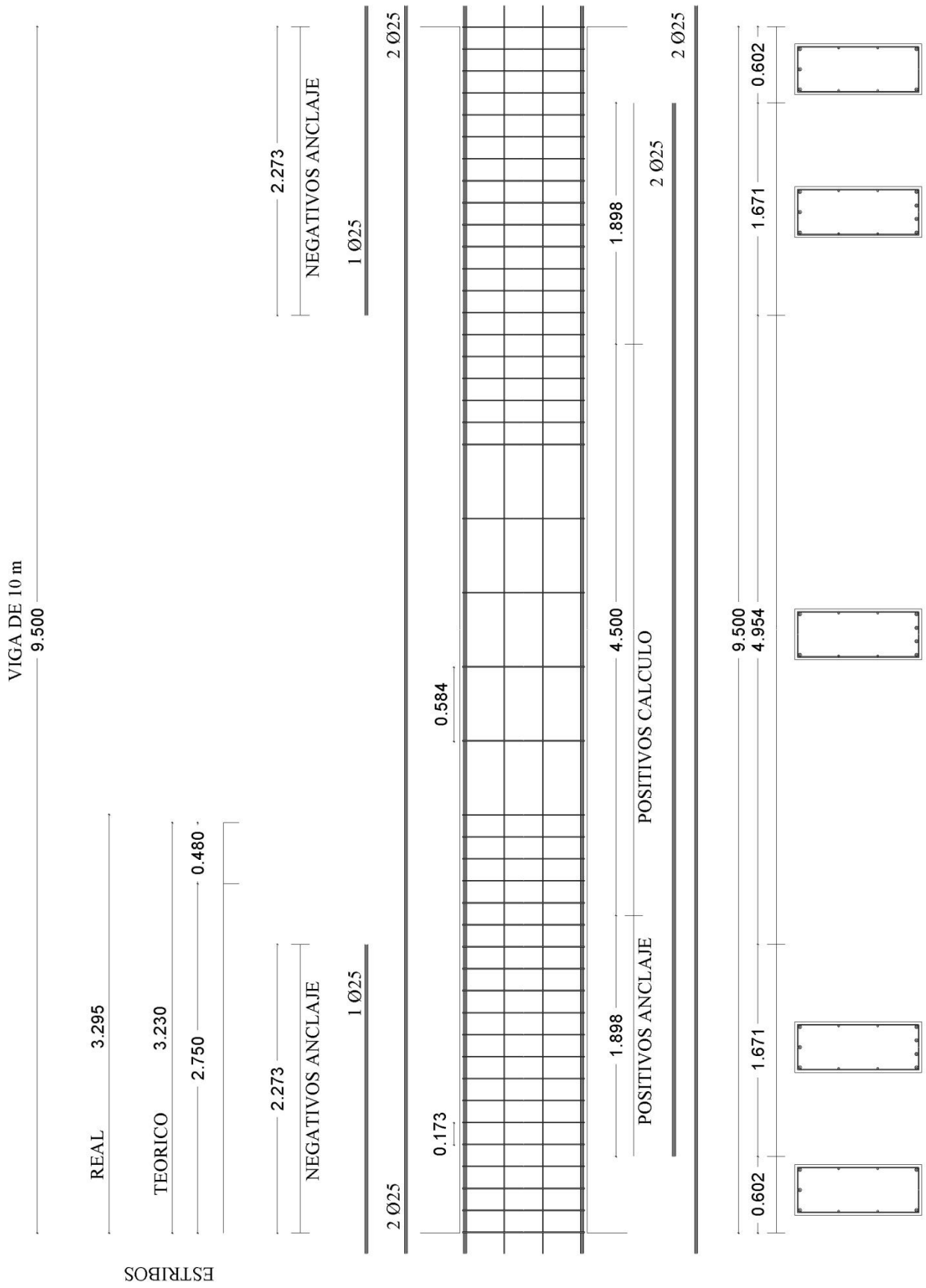
Flecha

	Esfuerzos característicos			
	cargas totales		sólo carga permanente	
	$M_k(-)$ (T·m)	$M_k(+)$ (T·m)	$M_{kp}(-)$ (T·m)	$M_{kp}(+)$ (T·m)
Extremo inicial	23,500	-	18,610	-
Extremo final	22,690	-	17,930	-
Centro	-	38,750	-	29,900

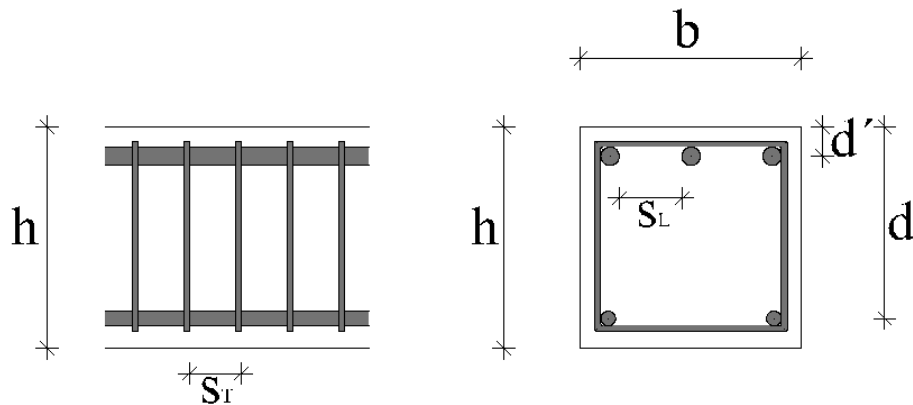
	Armadura en tracción			Armadura en compresión		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	25	3	1472,622	25	2	981,748
Extremo final	25	3	1472,622	25	2	981,748
Centro	25	4	1963,495	25	2	981,748

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0038	0.0038	0.0051	0.0038	0.0038	0.0051
ρ_2	0.0026	0.0026	0.0026	0.0026	0.0026	0.0026
n	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702
X (mm)	193.967	193.967	221.356	193.967	193.967	221.356
I_f (m ⁴)	0.008	0.008	0.010	0.008	0.008	0.010
M_f (T·m)	17.100	17.100	17.100	17.100	17.100	17.100
I_s (m ⁴)	0.018	0.019	0.012	0.028	0.030	0.014
I_e (m ⁴)	0.015			0.022		

Cálculo de la flecha							
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{mín}$
permanente	0,003	0,005	1,773	0,008	0,013		
sobrecarga		0,004	-	-	0,004	2395	500
totales	0,004	0,009			0,017	582	300
CUMPLE							



Viga 2.



Características geométricas

L (m)	b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d (mm)	I_b (m ⁴)	W_b (m ³)
5	300	300	40	260	0,000675	0,0045

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f_{ck} (N/mm ²)	25
f_{cd} (N/mm ²)	16,7
E_c (N/mm ²)	27264,0418
U_0 (T)	110,5
U_v (T)	34
M_{lim} (T)	10,774
$f_{ct,m}$ (N/mm ²)	2,56
$f_{ct,m,fl}$ (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f_{yk} (N/mm ²)	500
f_{yd} (N/mm ²)	434,8
E_s (N/mm ²)	210000

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	$M_d(-)$ (T·m)	$M_d(+)$ (T·m)	V_d (T)
Extremo inicial	10,759	-	18,631
Extremo final	8,753	-	9,649
Centro	-	4,465	0,865

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0028$
Extremo inicial	55,14	0	8,526	10,957
Extremo final	41,62	0	8,526	10,957
Centro	18,77	0	8,526	10,957

Límites de separación transversal de las barras

$s_{L,min,\phi=25mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=20mm}$ (mm)	$s_{L,máx}$ (mm)
25	20	300

Armadura longitudinal final

Extremo inicial y final (armadura de negativos)							
cara de tracción				cara de compresión			
ϕ (mm)	n	s_L (mm)	U_{s1} (T)	ϕ (mm)	n	s_L (mm)	U_{s2} (T)
25	3	85	64,027	20	2	200	27,318
CUMPLE							

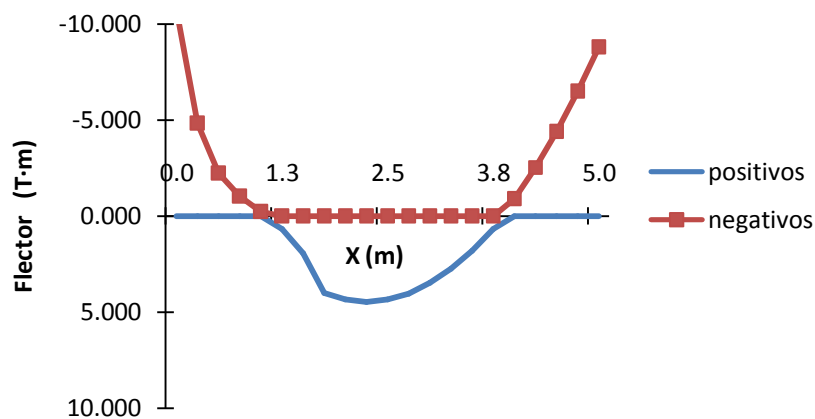
Centro (armadura de positivos)							
cara de tracción				cara de compresión			
ϕ (mm)	n	s_L (mm)	U_{s1} (T)	ϕ (mm)	n	s_L (mm)	U_{s2} (T)
20	2	200	27,318	25	2	195	42,685
CUMPLE							

Cortes en la armadura longitudinal

Extremo inicial y final (armadura de negativos)					
cara de tracción		cara de compresión		esfuerzo resistido	longitud de anclaje
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	M_u (T·m)	$l_{bl} + decalaje$ (mm)
25	2	20	2	9,63	1573

Centro (armadura de positivos)					
cara de tracción		cara de compresión		esfuerzo resistido	longitud de anclaje
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	M_u (T·m)	$l_{bl} + decalaje$ (mm)
20	2	25	2	6,35	860

Envolvente de flectores



Armadura transversal

Resistencia de las bielas de compresión

V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$
18,631	39	CUMPLE

Resistencia de los tirantes a tracción (sin armadura)

V_{rd} (T)	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
18,631	6,349	NO CUMPLE
HACE FALTA ARMADO DE CORTANTE		

Resistencia de los tirantes a tracción (con armadura)

V_{rd} (T)	V_{cu} (T)	V_{su} (T)	$V_{cu} + V_{su} = 18,631 = V_{rd}$
18,631	5,291	13,340	

Límites a la armadura transversal

cuantía mínima		separación
$A_{90}f_{y90,d}$ (T/m)		$1/5 V_{u1} \leq V_{rd} \leq 2/3 V_{u1}$
cálculo	mecánica	$s_{T,máx}$ (mm)
57,007	10,260	156

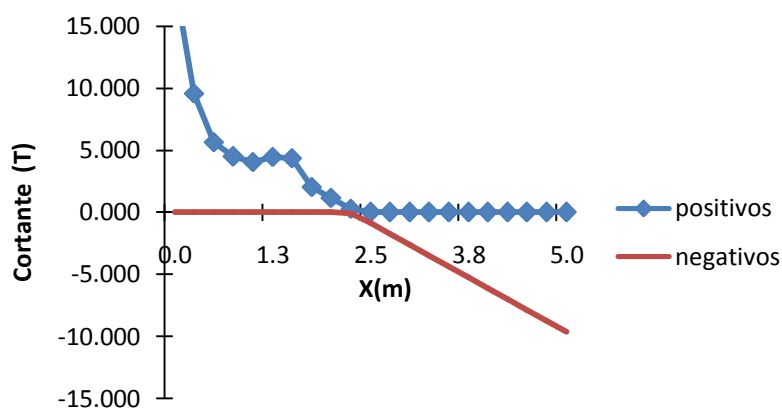
Armadura transversal final

ϕ (mm)	n° de cercos*	s_T (mm)	$A_{90}f_{y90,d}$ (T/m)
8	1	70	57,446

CUMPLE

Se prolonga la armadura hasta medio canto a partir de donde deja de ser necesaria. A partir de ahí se coloca la armadura separada un máximo $s_{T,máx}$.

Envolvente de cortantes



Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	$M_k(-)$ (T·m)	$M_k(+)$ (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	7,138	-	25	3	1472,622
Extremo final	5,834	-	25	3	1472,622
Centro	-	2,965	20	2	628,319

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)			
$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Extremo inicial	Extremo final	Centro
M_{fis} (T·m)	1.154	1.154	1.15
σ_s (N/mm ²)	233.04	190.48	226.90
σ_{sr} (N/mm ²)	37.68	37.68	88.32
ε_{sm}	0.001095	0.000889	0.000999
c (mm)	27.5	27.5	30
s (mm)	100	100	150
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	45000	45000	45000
s_m (mm)	113.197	113.197	161.620
w_k (mm)	0.211	0.171	0.274
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

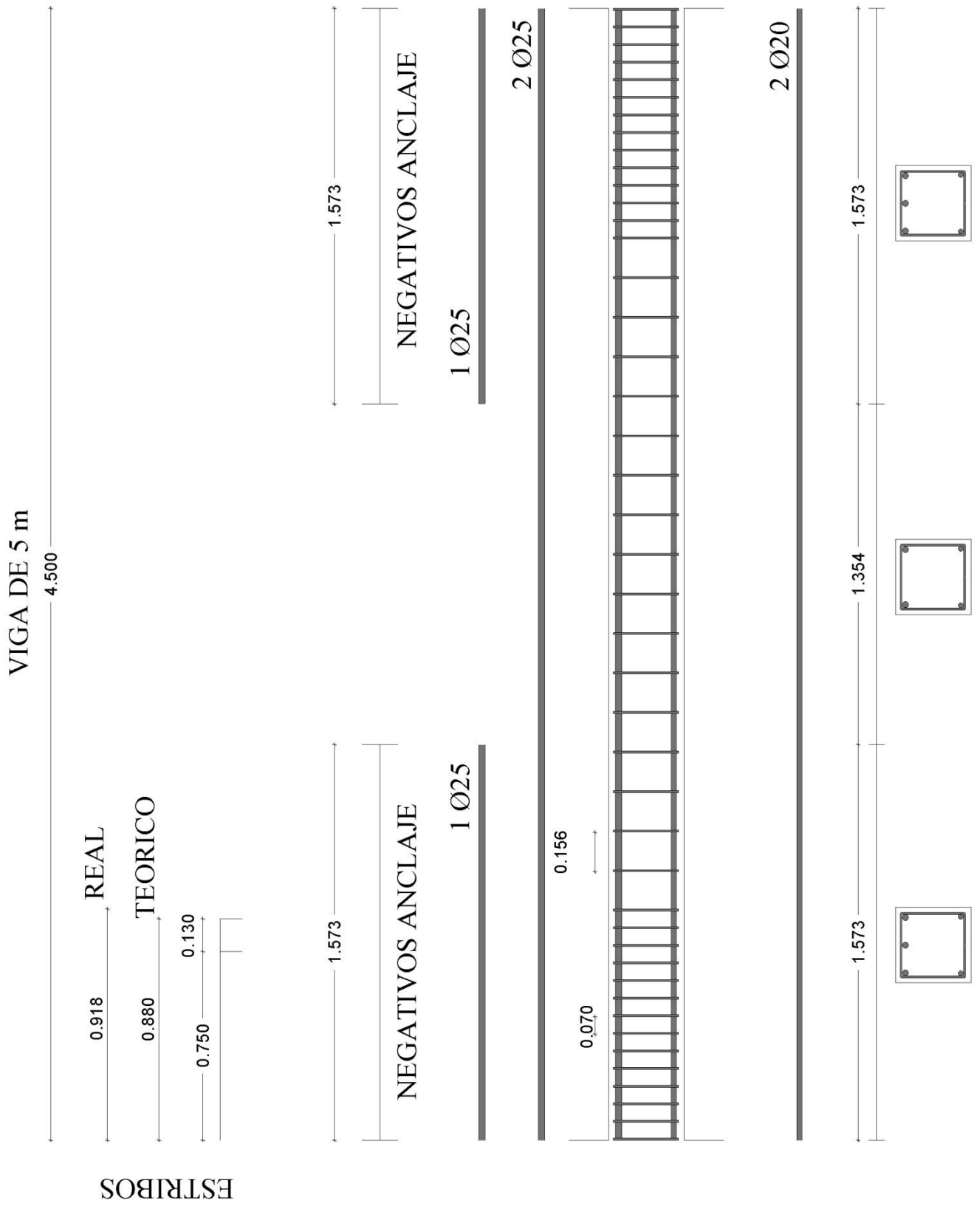
Flecha

	Esfuerzos característicos			
	cargas totales		sólo carga permanente	
	$M_k(-)$ (T·m)	$M_k(+)$ (T·m)	$M_{kp}(-)$ (T·m)	$M_{kp}(+)$ (T·m)
Extremo inicial	7,138	-	6,620	-
Extremo final	5,834	-	5,519	-
Centro	-	2,965	-	2,791

	Armadura en tracción			Armadura en compresión		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	25	3	1472,622	20	2	628,319
Extremo final	25	3	1472,622	20	2	628,319
Centro	20	2	628,319	25	2	981,748

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0189	0.0189	0.0081	0.0189	0.0189	0.0081
ρ_2	0.0081	0.0081	0.0126	0.0081	0.0081	0.0126
n	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702
X (mm)	100.529	100.529	68.725	100.529	100.529	68.725
I_f (m ⁴)	0.00017	0.00017	0.00022	0.00017	0.00017	0.00022
M_f (T·m)	1.501	1.501	1.501	1.501	1.501	1.501
I_s (m ⁴)	0.000177	0.000180	0.000275	0.000178	0.000182	0.000287
I_e (m ⁴)	0.000227			0.000233		

Cálculo de la flecha								
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{min}$	
permanente	0.0021	0.0061	1.228	0.0075	0.0136			
sobrecarga		0.0007	-	-	0.0007	6806	500	
totales	0.0023	0.0069			0.0144	348	300	
CUMPLE								



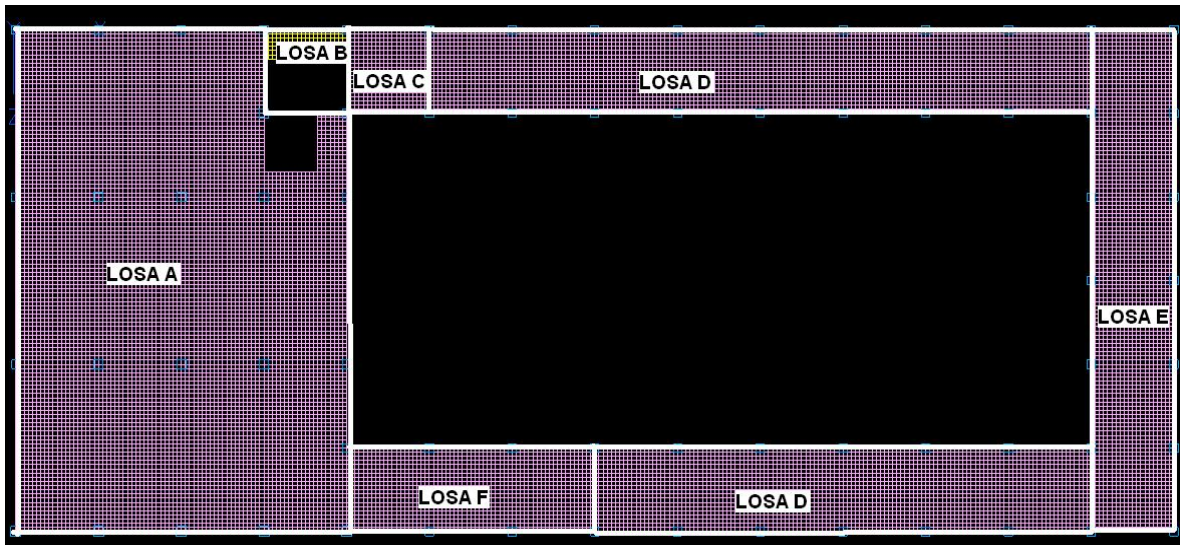
ANEXO VII.
CÁLCULO DE LOSAS.

A continuación se detallan los resultados del dimensionamiento y comprobación de las losas de hormigón armado:

- Losa forjado inferior.
- Losa forjado superior.
- Losas escaleras
- Losa descansillos escaleras.

Cada forjado se ha dividido en distintas losas cada una de las cuales agrupa zonas de armado similar de cálculo o que por facilidad de construcción y proximidad es preferible unificar el armado, asignando a cada losa el más desfavorable de cada una de las dos direcciones ortogonales.

Las losas que componen el forjado inferior son:

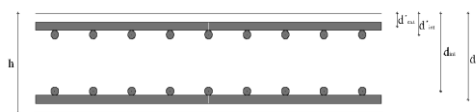
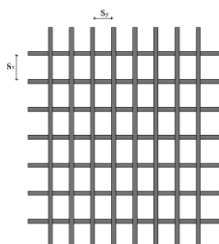


Las losas que componen el forjado superior son:



Finalmente se detalla la comprobación a punzonamiento de ambos forjados ahí donde este es más desfavorable según las distintas zonas dadas por distinto armado de losa y distinta ubicación del pilar respecto a la losa.

Losa A. Forjado inferior



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'ext (mm)	d_ext (mm)	d'int (mm)	d_int (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	300	40	260	65	235	0,00225	0,015

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f _{ck} (N/mm ²)	25
f _{cd} (N/mm ²)	16,7
E _c (N/mm ²)	27264,0418
U _{0ext} (T)	368,33
U _{0int} (T)	332,92
f _{ct,m} (N/mm ²)	2,56
f _{ct,m,fl} (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f _{yk} (N/mm ²)	500
f _{yd} (N/mm ²)	434,8
E _s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
dirección Y	dirección X

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	N _d (T)	M _d (T·m)
Armado en X	14,259	24,626
Armado en Y	3,900	32,267

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U _{s1} (T)	U _{s2} (T)	mínima	A _s /A _c > 0,0018
Armado en X	151,99	151,99	20,840	23,478
Armado en Y	148,62	148,62	20,840	23,478

Límites de separación transversal de las barras

S _{L,min,φ=25mm} (mm)	S _{L,min,φ=20mm} (mm)	S _{L,min,φ=16mm} (mm)	S _{L,min,φ=14mm} (mm)	S _{L,máx} (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Armado en X (U _{s1} = U _{s2} = U _s)				Armado en Y (U _{s1} = U _{s2} = U _s)			
φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)	φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)
25	8	100	170,739	25	8	100	170,739
CUMPLE				CUMPLE			

Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	N_k (T)	M_k (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Armado en X	8,940	16,082	25	8	3926,991
Armado en Y	2,550	21,073	25	8	3926,991

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)		
$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Armado en X	Armado en Y
M_{fis} (T·m)	3.847	3.847
σ_s (N/mm ²)	240.60	264.49
σ_{sr} (N/mm ²)	52.11	47.10
ε_{sm}	0.001146	0.001259
c (mm)	52.5	27.5
s (mm)	100	100
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	75000	75000
s_m (mm)	148.873	98.873
w_k (mm)	0.290	0.212
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE

Flecha

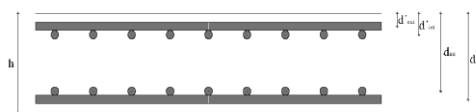
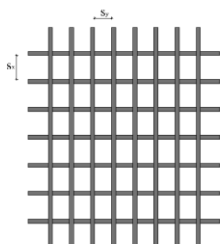
	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	13.122	8.412
Extremo final	16.057	10.064
Centro	8.867	5.544

	Armadura en X			Armadura en Y		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	25	8	3926,991	25	8	3926,991
Extremo final	25	8	3926,991	25	8	3926,991
Centro	25	8	3926,991	25	8	3926,991

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151
ρ_2	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151
n	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702
X (mm)	87.181	87.181	87.181	87.181	87.181	87.181
I_f (m ⁴)	0.001192	0.001192	0.001192	0.001192	0.001192	0.001192
M_f (T·m)	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002
I_s (m ⁴)	0.001250	0.001224	0.001382	0.001414	0.001322	0.001969
I_e (m ⁴)	0.001309			0.001668		

Cálculo de la flecha							
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{mín}$
permanente	0.0076	0.0103	1.139	0.0117	0.0219		
sobrecarga		0.0105	-	-	0.0105	950	500
totales	0.0121	0.0208			0.0325	308	300
						CUMPLE	

Losa B. Forjado inferior



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'ext (mm)	d_ext (mm)	d'int (mm)	d_int (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	300	40	260	65	235	0,00225	0,015

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f_{ck} (N/mm ²)	25
f_{cd} (N/mm ²)	16,7
E_c (N/mm ²)	27264,0418
U_{0ext} (T)	368,33
U_{0int} (T)	332,92
$f_{ct,m}$ (N/mm ²)	2,56
$f_{ct,m,fl}$ (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f_{yk} (N/mm ²)	500
f_{yd} (N/mm ²)	434,8
E_s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
dirección X	dirección Y

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	N_d (T)	M_d (T·m)
Armado en X	12,163	12,150
Armado en Y	24,444	6,147

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0018$
Armado en X	61,31	61,31	20,840	23,478
Armado en Y	48,38	48,38	20,840	23,478

Límites de separación transversal de las barras

$s_{L,min,\phi=25mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=20mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=16mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=14mm}$ (mm)	$s_{L,máx}$ (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Armado en X ($U_{s1} = U_{s2} = U_s$)				Armado en Y ($U_{s1} = U_{s2} = U_s$)			
ϕ (mm)	n	s (mm)	U_s (T)	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_s (T)
20	6	147	81,955	20	6	147	81,955
CUMPLE				CUMPLE			

Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	N_k (T)	M_k (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Armado en X	7,761	7,932	20	6	1884,956
Armado en Y	15,627	3,977	20	6	1884,956

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)		
$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Armado en X	Armado en Y
M_{fis} (T·m)	3.847	3.847
σ_s (N/mm ²)	243.27	195.14
σ_{sr} (N/mm ²)	98.13	108.57
ϵ_{sm}	0.001158	0.000929
c (mm)	30.0	55.0
s (mm)	147	147
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	75000	75000
s_m (mm)	129.122	179.122
w_k (mm)	0.254	0.283
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE

Flecha

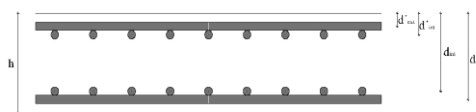
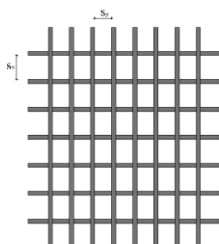
	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	6.206	4.286
Extremo final	3.719	3.261
Centro	0.907	0.682

	Armadura en X			Armadura en Y		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	20	6	1884,956	20	6	1884,956
Extremo final	20	6	1884,956	20	6	1884,956
Centro	20	6	1884,956	20	6	1884,956

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080
ρ_2	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080
n	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702
X (mm)	68.709	68.709	68.709	68.709	68.709	68.709
I_f (m ⁴)	0.000510	0.000510	0.000510	0.000510	0.000510	0.000510
M_f (T·m)	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002
I_s (m ⁴)	0.001421	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250
I_e (m ⁴)	0.002043			0.002250		

Cálculo de la flecha							
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{mín}$
permanente	0.0019	0.0019	1.427	0.0028	0.0047		
sobrecarga		0.0007	-	-	0.0007	7110	500
totales	0.0024	0.0027			0.0054	920	300
						CUMPLE	

Losa C. Forjado inferior



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'ext (mm)	d_ext (mm)	d'int (mm)	d_int (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	300	40	260	65	235	0,00225	0,015

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f _{ck} (N/mm ²)	25
f _{cd} (N/mm ²)	16,7
E _c (N/mm ²)	27264,0418
U _{0ext} (T)	368,33
U _{0int} (T)	332,92
f _{ct,m} (N/mm ²)	2,56
f _{ct,m,fl} (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f _{yk} (N/mm ²)	500
f _{yd} (N/mm ²)	434,8
E _s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
dirección Y	dirección X

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	N _d (T)	M _d (T·m)
Armado en X	36,839	7,256
Armado en Y	18,868	11,551

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U _{s1} (T)	U _{s2} (T)	mínima	A _s /A _c > 0,0018
Armado en X	61,10	61,10	20,840	23,478
Armado en Y	61,94	61,94	20,840	23,478

Límites de separación transversal de las barras

S _{L,min,φ=25mm} (mm)	S _{L,min,φ=20mm} (mm)	S _{L,min,φ=16mm} (mm)	S _{L,min,φ=14mm} (mm)	S _{L,máx} (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Armado en X (U _{s1} = U _{s2} = U _s)				Armado en Y (U _{s1} = U _{s2} = U _s)			
φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)	φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)
20	8	105	109,273	20	6	147	81,955
CUMPLE				CUMPLE			

Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	N_k (T)	M_k (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Armado en X	23,285	4,761	20	8	2513,274
Armado en Y	12,111	7,569	20	6	1884,956

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)		
$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Armado en X	Armado en Y
M_{fis} (T·m)	3.85	3.85
σ_s (N/mm ²)	193.41	257.30
σ_{sr} (N/mm ²)	81.43	98.13
ε_{sm}	0.00092	0.00123
c (mm)	55	30
s (mm)	105.00	146.67
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	75000	75000
s_m (mm)	160.84	129.12
w_k (mm)	0.252	0.269
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE

Flecha

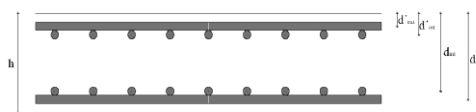
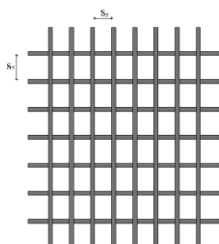
	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	3.142	2.530
Extremo final	3.849	3.162
Centro	6.805	5.595

	Armadura en X			Armadura en Y		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	20	8	2513,274	20	6	1884,956
Extremo final	20	8	2513,274	20	6	1884,956
Centro	20	8	2513,274	20	6	1884,956

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080
ρ_2	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080
n	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702
X (mm)	68.709	68.709	68.709	68.709	68.709	68.709
I_f (m ⁴)	0.000510	0.000510	0.000510	0.000510	0.000510	0.000510
M_f (T·m)	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002
I_s (m ⁴)	0.001421	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250
I_e (m ⁴)	0.001768			0.002022		

Cálculo de la flecha							
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{mín}$
permanente	0.0020	0.0022	1.468	0.0033	0.0055		
sobrecarga		0.0009	-	-	0.0009	5864	500
totales	0.0024	0.0031			0.0064	782	300
						CUMPLE	

Losa D. Forjado inferior



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'ext (mm)	d_ext (mm)	d'int (mm)	d_int (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	300	40	260	65	235	0,00225	0,015

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f_{ck} (N/mm ²)	25
f_{cd} (N/mm ²)	16,7
E_c (N/mm ²)	27264,0418
U_{0ext} (T)	368,33
U_{0int} (T)	332,92
$f_{ct,m}$ (N/mm ²)	2,56
$f_{ct,m,fl}$ (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f_{yk} (N/mm ²)	500
f_{yd} (N/mm ²)	434,8
E_s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
dirección X	dirección Y

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	N_d (T)	M_d (T·m)
Armado en X	27,282	14,369
Armado en Y	7,435	8,174

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0018$
Armado en X	78,96	78,96	20,840	23,478
Armado en Y	51,80	51,80	20,840	23,478

Límites de separación transversal de las barras

$s_{L,min,\phi=25mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=20mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=16mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=14mm}$ (mm)	$s_{L,máx}$ (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Armado en X ($U_{s1} = U_{s2} = U_s$)				Armado en Y ($U_{s1} = U_{s2} = U_s$)			
ϕ (mm)	n	s (mm)	U_s (T)	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_s (T)
25	5	175	106,712	20	6	147	81,955
CUMPLE				CUMPLE			

Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	N_k (T)	M_k (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Armado en X	17,430	9,326	25	5	2454,369
Armado en Y	4,880	5,256	20	6	1884,956

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)		
$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Armado en X	Armado en Y
M_{fis} (T·m)	3.85	3.85
σ_s (N/mm ²)	253.70	174.21
σ_{sr} (N/mm ²)	75.36	108.57
ϵ_{sm}	0.00121	0.00083
c (mm)	27.5	55
s (mm)	175.00	146.67
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	75000	75000
s_m (mm)	128.20	179.12
w_k (mm)	0.263	0.253
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE

Flecha

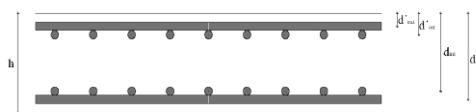
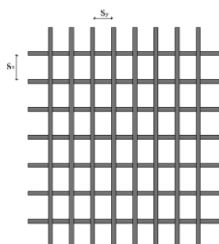
	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	0.819	0.792
Extremo final	0.819	0.792
Centro	2.340	1.699

	Armadura en X			Armadura en Y		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	25	5	2454,369	20	6	1884,956
Extremo final	25	5	2454,369	20	6	1884,956
Centro	25	5	2454,369	20	6	1884,956

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080
ρ_2	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080
n	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702
X (mm)	68.709	68.709	68.709	68.709	68.709	68.709
I_f (m ⁴)	0.000510	0.000510	0.000510	0.000510	0.000510	0.000510
M_f (T·m)	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002
I_s (m ⁴)	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250
I_e (m ⁴)	0.002250			0.002250		

Cálculo de la flecha							
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{mín}$
permanente	0.0013	0.0013	1.427	0.0018	0.0031		
sobrecarga		0.0004	-	-	0.0004	11628	500
totales	0.0017	0.0017			0.0035	1410	300
CUMPLE							

Losa E. Forjado inferior



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'ext (mm)	d_ext (mm)	d'int (mm)	d_int (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	300	40	260	65	235	0,00225	0,015

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f _{ck} (N/mm ²)	25
f _{cd} (N/mm ²)	16,7
E _c (N/mm ²)	27264,0418
U _{0ext} (T)	368,33
U _{0int} (T)	332,92
f _{ct,m} (N/mm ²)	2,56
f _{ct,m,fl} (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f _{yk} (N/mm ²)	500
f _{yd} (N/mm ²)	434,8
E _s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
dirección Y	dirección X

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	N _d (T)	M _d (T·m)
Armado en X	19,709	7,509
Armado en Y	31,459	9,775

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U _{s1} (T)	U _{s2} (T)	mínima	A _s /A _c > 0,0018
Armado en X	54,03	54,03	20,840	23,478
Armado en Y	60,16	60,16	20,840	23,478

Límites de separación transversal de las barras

S _{L,min,φ=25mm} (mm)	S _{L,min,φ=20mm} (mm)	S _{L,min,φ=16mm} (mm)	S _{L,min,φ=14mm} (mm)	S _{L,máx} (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Armado en X (U _{s1} = U _{s2} = U _s)				Armado en Y (U _{s1} = U _{s2} = U _s)			
φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)	φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)
20	6	147	81,955	20	6	147	81,955
CUMPLE				CUMPLE			

Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	N_k (T)	M_k (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Armado en X	12,464	4,961	20	6	1884,956
Armado en Y	19,930	6,376	20	6	1884,956

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)		
$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Armado en X	Armado en Y
M_{fis} (T·m)	3.85	3.85
σ_s (N/mm ²)	206.12	268.36
σ_{sr} (N/mm ²)	108.57	98.13
ε_{sm}	0.00098	0.00128
c (mm)	55	30
s (mm)	146.67	146.67
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	75000	75000
s_m (mm)	179.12	129.12
w_k (mm)	0.299	0.281
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE

Flecha

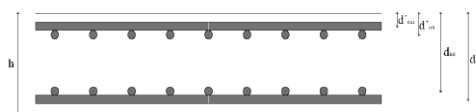
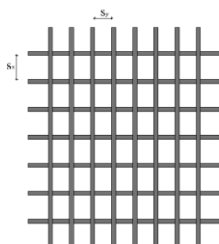
	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	0.100	0.073
Extremo final	0.382	0.276
Centro	1.750	1.276

	Armadura en X			Armadura en Y		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	20	6	1884,956	20	6	1884,956
Extremo final	20	6	1884,956	20	6	1884,956
Centro	20	6	1884,956	20	6	1884,956

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0072	0.0072	0.0072	0.0072	0.0072	0.0072
ρ_2	0.0072	0.0072	0.0072	0.0072	0.0072	0.0072
n	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702
X (mm)	68.709	68.709	68.709	68.709	68.709	68.709
I_f (m ⁴)	0.000651	0.000651	0.000651	0.000651	0.000651	0.000651
M_f (T·m)	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002
I_s (m ⁴)	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250
I_e (m ⁴)	0.002250			0.002250		

Cálculo de la flecha								
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{min}$	
permanente	0.0013	0.0013	1.468	0.0019	0.0032			
sobrecarga		0.0004	-	-	0.0004	11655	500	
totales	0.0017	0.0017			0.0036	1371	300	
CUMPLE								

Losa F. Forjado inferior



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d _{ext} (mm)	d _{ext} (mm)	d _{int} (mm)	d _{int} (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	300	40	260	65	235	0,00225	0,015

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f _{ck} (N/mm ²)	25
f _{cd} (N/mm ²)	16,7
E _c (N/mm ²)	27264,0418
U _{0ext} (T)	368,33
U _{0int} (T)	332,92
f _{ct,m} (N/mm ²)	2,56
f _{ct,m,fl} (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f _{yk} (N/mm ²)	500
f _{yd} (N/mm ²)	434,8
E _s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
dirección X	dirección Y

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	N _d (T)	M _d (T·m)
Armado en X	21,972	23,620
Armado en Y	2,672	14,584

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U _{s1} (T)	U _{s2} (T)	mínima	A _s /A _c > 0,0018
Armado en X	118,350	118,350	20,840	23,478
Armado en Y	87,130	87,130	20,840	23,478

Límites de separación transversal de las barras

S _{L,min,φ=25mm} (mm)	S _{L,min,φ=20mm} (mm)	S _{L,min,φ=16mm} (mm)	S _{L,min,φ=14mm} (mm)	S _{L,máx} (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Armado en X (U _{s1} = U _{s2} = U _s)				Armado en Y (U _{s1} = U _{s2} = U _s)			
φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)	φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)
25	6	142	128.054	25	6	142	128.054
CUMPLE				CUMPLE			

Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	N_k (T)	M_k (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Armado en X	13,845	15,439	25	6	2945,243
Armado en Y	1,736	9,562	25	6	2945,243

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)		
$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Armado en X	Armado en Y
M_{fis} (T·m)	3.85	3.85
σ_s (N/mm ²)	299.03	178.59
σ_{sr} (N/mm ²)	62.80	69.49
ϵ_{sm}	0.00142	0.00085
c (mm)	27.5	52.5
s (mm)	141.67	141.67
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	75000	75000
s_m (mm)	115.16	165.16
w_k (mm)	0.279	0.239
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE

Flecha

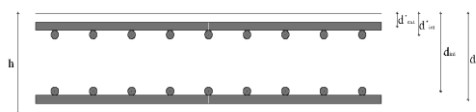
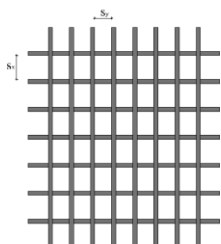
	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	0.150	0.110
Extremo final	0.229	0.195
Centro	2.502	1.873

	Armadura en X			Armadura en Y		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	25	6	2945,243	25	6	2945,243
Extremo final	25	6	2945,243	25	6	2945,243
Centro	25	6	2945,243	25	6	2945,243

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0113	0.0113	0.0113	0.0113	0.0113	0.0113
ρ_2	0.0113	0.0113	0.0113	0.0113	0.0113	0.0113
n	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702
X (mm)	85.464	85.464	85.464	85.464	85.464	85.464
I_f (m ⁴)	0.000905	0.000905	0.000905	0.000905	0.000905	0.000905
M_f (T·m)	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002
I_s (m ⁴)	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250
I_e (m ⁴)	0.002250			0.002250		

Cálculo de la flecha							
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{mín}$
permanente	0.0021	0.0021	1.277	0.0027	0.0047		
sobrecarga		0.0005	-	-	0.0005	10730	500
totales	0.0026	0.0026			0.0052	959	300
CUMPLE							

Losa G. Forjado inferior (losa del cuarto de limpieza)



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d _{ext} (mm)	d _{ext} (mm)	d _{int} (mm)	d _{int} (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	300	40	260	65	235	0,00225	0,015

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f _{ck} (N/mm ²)	25
f _{cd} (N/mm ²)	16,7
E _c (N/mm ²)	27264,0418
U _{0ext} (T)	368,33
U _{0int} (T)	332,92
f _{ct,m} (N/mm ²)	2,56
f _{ct,m,fl} (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f _{yk} (N/mm ²)	500
f _{yd} (N/mm ²)	434,8
E _s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
dirección Y	dirección X

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	N _d (T)	M _d (T·m)
Armado en X	18,810	22,743
Armado en Y	21,701	23,140

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U _{s1} (T)	U _{s2} (T)	mínima	A _s /A _c > 0,0018
Armado en X	143,190	143,190	20,840	23,478
Armado en Y	116,030	116,030	20,840	23,478

Límites de separación transversal de las barras

S _{L,min,φ=25mm} (mm)	S _{L,min,φ=20mm} (mm)	S _{L,min,φ=16mm} (mm)	S _{L,min,φ=14mm} (mm)	S _{L,máx} (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Armado en X (U _{s1} = U _{s2} = U _s)				Armado en Y (U _{s1} = U _{s2} = U _s)			
φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)	φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)
25	8	100	170,739	25	8	100	170,739
CUMPLE				CUMPLE			

Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	N_k (T)	M_k (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Armado en X	12,000	14,928	25	8	3926,991
Armado en Y	13,833	15,136	25	8	3926,991

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)		
$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Armado en X	Armado en Y
M_{fis} (T·m)	3.85	3.85
σ_s (N/mm ²)	232.76	220.53
σ_{sr} (N/mm ²)	52.11	47.10
ϵ_{sm}	0.00111	0.00105
c (mm)	52.5	27.5
s (mm)	100.00	100.00
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	75000	75000
s_m (mm)	148.87	98.87
w_k (mm)	0.281	0.177
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE

Flecha

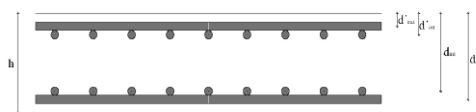
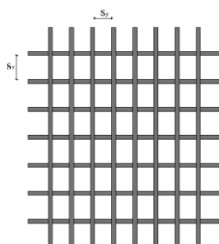
	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	1.208	0.998
Extremo final	4.154	3.466
Centro	4.507	4.047

	Armadura en X			Armadura en Y		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	25	8	3926,991	25	8	3926,991
Extremo final	25	8	3926,991	25	8	3926,991
Centro	25	8	3926,991	25	8	3926,991

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151
ρ_2	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151
n	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702
X (mm)	87.181	87.181	87.181	87.181	87.181	87.181
I_f (m ⁴)	0.001192	0.001192	0.001192	0.001192	0.001192	0.001192
M_f (T·m)	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002
I_s (m ⁴)	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250
I_e (m ⁴)	0.002250			0.002250		

Cálculo de la flecha							
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{mín}$
permanente	0.0034	0.0034	1.139	0.0039	0.0074		
sobrecarga		0.0005	-	-	0.0005	10101	500
totales	0.0039	0.0039			0.0079	635	300
CUMPLE							

Losa A. Forjado superior



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'ext (mm)	d_ext (mm)	d'int (mm)	d_int (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	300	40	260	65	235	0,00225	0,015

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f_{ck} (N/mm ²)	25
f_{cd} (N/mm ²)	16,7
E_c (N/mm ²)	27264,0418
U_{0ext} (T)	368,33
U_{0int} (T)	332,92
$f_{ct,m}$ (N/mm ²)	2,56
$f_{ct,m,fl}$ (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f_{yk} (N/mm ²)	500
f_{yd} (N/mm ²)	434,8
E_s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
dirección Y	dirección X

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	N_d (T)	M_d (T·m)
Armado en X	17,714	18,611
Armado en Y	2,76	24,880

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0018$
Armado en X	118,330	118,330	20,840	23,478
Armado en Y	114,470	114,470	20,840	23,478

Límites de separación transversal de las barras

$s_{L,min,\phi=25mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=20mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=16mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=14mm}$ (mm)	$s_{L,máx}$ (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Armado en X ($U_{s1} = U_{s2} = U_s$)				Armado en Y ($U_{s1} = U_{s2} = U_s$)			
ϕ (mm)	n	s (mm)	U_s (T)	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_s (T)
25	7	118	149,396	25	8	100	170,739
CUMPLE				CUMPLE			

Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	N_k (T)	M_k (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Armado en X	11,127	12,282	25	7	3436,117
Armado en Y	1,725	16,409	25	8	3926,991

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)		
$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Armado en X	Armado en Y
M_{fis} (T·m)	3.847	3.847
σ_s (N/mm ²)	222.51	205.29
σ_{sr} (N/mm ²)	59.56	47.10
ϵ_{sm}	0.00106	0.00098
c (mm)	52.5	27.5
s (mm)	118	100
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	75000	75000
s_m (mm)	155.86	98.87
w_k (mm)	0.281	0.164
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE

Flecha

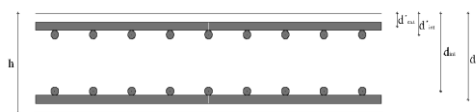
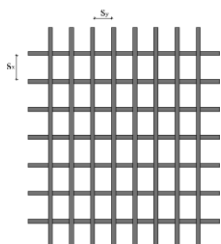
	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	13.460	11.880
Extremo final	9.243	7.800
Centro	7.097	6.308

	Armadura en X			Armadura en Y		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	25	7	3436,117	25	8	3926,991
Extremo final	25	7	3436,117	25	8	3926,991
Centro	25	7	3436,117	25	8	3926,991

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151
ρ_2	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151	0.0151
n	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702
X (mm)	87.181	87.181	87.181	87.181	87.181	87.181
I_f (m ⁴)	0.001192	0.001192	0.001192	0.001192	0.001192	0.001192
M_f (T·m)	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002
I_s (m ⁴)	0.001246	0.001359	0.001562	0.001271	0.001471	0.001719
I_e (m ⁴)	0.001432			0.001545		

Cálculo de la flecha								
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{mín}$	
permanente	0.0091	0.0133	1.139	0.0151	0.0284			
sobrecarga		0.0030	-	-	0.0030	3353	500	
totales	0.0104	0.0163			0.0314	318	300	
CUMPLE								

Losa B. Forjado superior



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'ext (mm)	d_ext (mm)	d'int (mm)	d_int (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	300	40	260	65	235	0,00225	0,015

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f_{ck} (N/mm ²)	25
f_{cd} (N/mm ²)	16,7
E_c (N/mm ²)	27264,0418
U_{0ext} (T)	368,33
U_{0int} (T)	332,92
$f_{ct,m}$ (N/mm ²)	2,56
$f_{ct,m,fl}$ (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f_{yk} (N/mm ²)	500
f_{yd} (N/mm ²)	434,8
E_s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
dirección Y	dirección X

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	N_d (T)	M_d (T·m)
Armado en X	78,253	11,715
Armado en Y	72,358	15,572

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0018$
Armado en X	108,040	108,040	20,840	23,478
Armado en Y	106,960	106,960	20,840	23,478

Límites de separación transversal de las barras

$s_{L,min,\phi=25mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=20mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=16mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=14mm}$ (mm)	$s_{L,máx}$ (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Armado en X ($U_{s1} = U_{s2} = U_s$)				Armado en Y ($U_{s1} = U_{s2} = U_s$)			
ϕ (mm)	n	s (mm)	U_s (T)	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_s (T)
25	9	87	192,081	25	7	118	149,396
CUMPLE				CUMPLE			

Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	N_k (T)	M_k (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Armado en X	48,965	7,768	25	9	4417,865
Armado en Y	45,261	10,341	25	7	3436,117

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)		
$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Armado en X	Armado en Y
M_{fis} (T·m)	3.847	3.847
σ_s (N/mm ²)	204.36	276.41
σ_{sr} (N/mm ²)	46.32	53.83
ε_{sm}	0.000973	0.001316
c (mm)	52.5	27.5
s (mm)	86	118
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	75000	75000
s_m (mm)	143.443	105.855
w_k (mm)	0.237	0.237
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE

Flecha

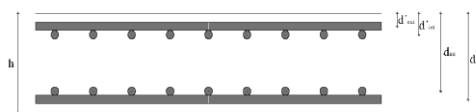
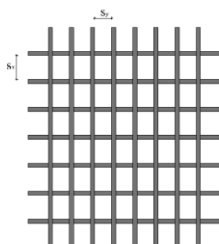
	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	5.377	4.874
Extremo final	1.997	1.579
Centro	2.478	2.195

	Armadura en X			Armadura en Y		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	25	9	4417,865	25	7	3436,117
Extremo final	25	9	4417,865	25	7	3436,117
Centro	25	9	4417,865	25	7	3436,117

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0170	0.0170	0.0170	0.0170	0.0170	0.0170
ρ_2	0.0170	0.0170	0.0170	0.0170	0.0170	0.0170
n	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702
X (mm)	96.930	96.930	96.930	96.930	96.930	96.930
I_f (m ⁴)	0.001249	0.001249	0.001249	0.001249	0.001249	0.001249
M_f (T·m)	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002
I_s (m ⁴)	0.002055	0.000000	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250
I_e (m ⁴)	0.002201			0.002250		

Cálculo de la flecha							
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{mín}$
permanente	0.0016	0.0016	1.081	0.0017	0.0033		
sobrecarga		0.0003	-	-	0.0003	17394	500
totales	0.0018	0.0019			0.0036	1401	300
CUMPLE							

Losa C. Forjado superior



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'ext (mm)	d_ext (mm)	d'int (mm)	d_int (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	300	40	260	65	235	0,00225	0,015

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f _{ck} (N/mm ²)	25
f _{cd} (N/mm ²)	16,7
E _c (N/mm ²)	27264,0418
U _{0ext} (T)	368,33
U _{0int} (T)	332,92
f _{ct,m} (N/mm ²)	2,56
f _{ct,m,fl} (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f _{yk} (N/mm ²)	500
f _{yd} (N/mm ²)	434,8
E _s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
dirección X	dirección Y

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	N _d (T)	M _d (T·m)
Armado en X	106,668	14,381
Armado en Y	62,370	5,256

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U _{s1} (T)	U _{s2} (T)	mínima	A _s /A _c > 0,0018
Armado en X	118,700	118,700	20,840	23,478
Armado en Y	62,100	62,100	20,840	23,478

Límites de separación transversal de las barras

S _{L,min,φ=25mm} (mm)	S _{L,min,φ=20mm} (mm)	S _{L,min,φ=16mm} (mm)	S _{L,min,φ=14mm} (mm)	S _{L,máx} (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Armado en X (U _{s1} = U _{s2} = U _s)				Armado en Y (U _{s1} = U _{s2} = U _s)			
φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)	φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)
25	7	118	149,396	20	8	105	109,273
CUMPLE				CUMPLE			

Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	N_k (T)	M_k (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Armado en X	67,530	9,522	25	7	3436,117
Armado en Y	39,575	3,444	20	8	2513,274

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)		
$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Armado en X	Armado en Y
M_{fis} (T·m)	3.847	3.85
σ_s (N/mm ²)	329.76	230.36
σ_{sr} (N/mm ²)	53.83	81.43
ϵ_{sm}	0.00157	0.00110
c (mm)	27.5	55
s (mm)	118	105
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	75000	75000
s_m (mm)	105.86	160.84
w_k (mm)	0.283	0.300
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE

Flecha

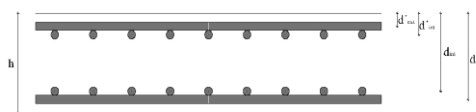
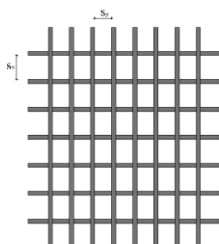
	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	2.838	2.515
Extremo final	1.905	1.549
Centro	3.079	2.741

	Armadura en X			Armadura en Y		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	25	7	3436,117	20	8	2513,274
Extremo final	25	7	3436,117	20	8	2513,274
Centro	25	7	3436,117	20	8	2513,274

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097
ρ_2	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097
n	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702
X (mm)	81.073	81.073	81.073	81.073	81.073	81.073
I_f (m ⁴)	0.000797	0.000797	0.000797	0.000797	0.000797	0.000797
M_f (T·m)	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002
I_s (m ⁴)	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250
I_e (m ⁴)	0.002250			0.002250		

Cálculo de la flecha							
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{mín}$
permanente	0.0017	0.0017	1.348	0.0024	0.0041		
sobrecarga		0.0003	-	-	0.0003	15995	500
totales	0.0021	0.0021			0.0044	1134	300
CUMPLE							

Losa D. Forjado superior



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'ext (mm)	d_ext (mm)	d'int (mm)	d_int (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	300	40	260	65	235	0,00225	0,015

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f _{ck} (N/mm ²)	25
f _{cd} (N/mm ²)	16,7
E _c (N/mm ²)	27264,0418
U _{0ext} (T)	368,33
U _{0int} (T)	332,92
f _{ct,m} (N/mm ²)	2,56
f _{ct,m,fl} (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f _{yk} (N/mm ²)	500
f _{yd} (N/mm ²)	434,8
E _s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
dirección Y	dirección X

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	N _d (T)	M _d (T·m)
Armado en X	34,125	7,581
Armado en Y	93,129	8,924

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U _{s1} (T)	U _{s2} (T)	mínima	A _s /A _c > 0,0018
Armado en X	61,650	61,650	20,840	23,478
Armado en Y	87,130	87,130	20,840	23,478

Límites de separación transversal de las barras

S _{L,min,φ=25mm} (mm)	S _{L,min,φ=20mm} (mm)	S _{L,min,φ=16mm} (mm)	S _{L,min,φ=14mm} (mm)	S _{L,máx} (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Armado en X (U _{s1} = U _{s2} = U _s)				Armado en Y (U _{s1} = U _{s2} = U _s)			
φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)	φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)
20	7	123	95,614	25	6	142	128,054
CUMPLE				CUMPLE			

Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	N_k (T)	M_k (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Armado en X	21,639	5,000	20	7	2199,115
Armado en Y	58,950	5,901	25	6	2945,243

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)

$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Armado en X	Armado en Y
M_{fis} (T·m)	3.85	3.85
σ_s (N/mm ²)	219.34	296.48
σ_{sr} (N/mm ²)	93.06	62.80
ε_{sm}	0.00104	0.00141
c (mm)	55	27.5
s (mm)	123	142
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	75000	75000
s_m (mm)	168.68	115.16
w_k (mm)	0.300	0.276
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE

Flecha

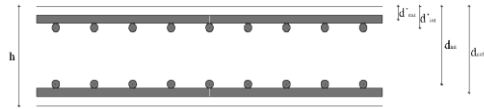
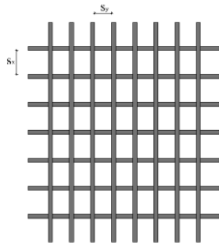
	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	0.127	0.114
Extremo final	0.330	0.308
Centro	1.809	1.595

	Armadura en X			Armadura en Y		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	20	7	2199,115	25	6	2945,243
Extremo final	20	7	2199,115	25	6	2945,243
Centro	20	7	2199,115	25	6	2945,243

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0113	0.0113	0.0113	0.0113	0.0113	0.0113
ρ_2	0.0113	0.0113	0.0113	0.0113	0.0113	0.0113
n	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702
X (mm)	79.808	79.808	79.808	79.808	79.808	79.808
I_f (m ⁴)	0.000942	0.000942	0.000942	0.000942	0.000942	0.000942
M_f (T·m)	5.002	5.002	5.002	5.002	0.000	5.002
I_s (m ⁴)	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250
I_e (m ⁴)	0.002250			0.002250		

Cálculo de la flecha								
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{mín}$	
permanente	0.0015	0.0015	1.277	0.0020	0.0035			
sobrecarga		0.0002	-	-	0.0002	26316	500	
totales	0.0017	0.0017			0.0037	1357	300	
CUMPLE								

Losa E. Forjado superior



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'ext (mm)	d_ext (mm)	d'int (mm)	d_int (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	300	40	260	65	235	0,00225	0,015

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f _{ck} (N/mm ²)	25
f _{cd} (N/mm ²)	16,7
E _c (N/mm ²)	27264,0418
U _{0ext} (T)	368,33
U _{0int} (T)	332,92
f _{ct,m} (N/mm ²)	2,56
f _{ct,m,fl} (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f _{yk} (N/mm ²)	500
f _{yd} (N/mm ²)	434,8
E _s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
dirección Y	dirección X

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	N _d (T)	M _d (T·m)
Armado en X	68,251	15,920
Armado en Y	66.672	21,617

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U _{s1} (T)	U _{s2} (T)	mínima	A _s /A _c > 0,0018
Armado en X	127,770	127,770	20,840	23,478
Armado en Y	131,600	131,600	20,840	23,478

Límites de separación transversal de las barras

S _{L,min,φ=25mm} (mm)	S _{L,min,φ=20mm} (mm)	S _{L,min,φ=16mm} (mm)	S _{L,min,φ=14mm} (mm)	S _{L,máx} (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Armado en X (U _{s1} = U _{s2} = U _s)				Armado en Y (U _{s1} = U _{s2} = U _s)			
φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)	φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)
25	9	87	192,081	25	7	118	149,396
CUMPLE				CUMPLE			

Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	N_k (T)	M_k (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Armado en X	42,695	10,536	25	9	4417,865
Armado en Y	41,708	14,333	25	7	3436,117

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)		
$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Armado en X	Armado en Y
M_{fis} (T·m)	3.847	3.847
σ_s (N/mm ²)	223.49	321.92
σ_{sr} (N/mm ²)	46.32	53.83
ϵ_{sm}	0.001064	0.001533
c (mm)	52.5	27.5
s (mm)	86	118
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	75000	75000
s_m (mm)	143.443	105.855
w_k (mm)	0.260	0.276
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE

Flecha

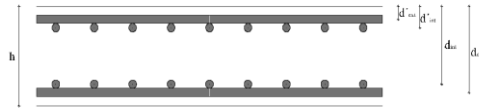
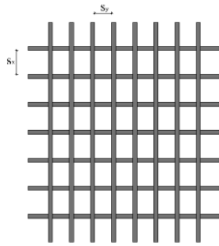
	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	11.378	9.803
Extremo final	10.370	9.068
Centro	5.849	5.175

	Armadura en X			Armadura en Y		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	25	9	4417,865	25	7	3436,117
Extremo final	25	9	4417,865	25	7	3436,117
Centro	25	9	4417,865	25	7	3436,117

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0132	0.0132	0.0132	0.0132	0.0132	0.0132
ρ_2	0.0132	0.0132	0.0132	0.0132	0.0132	0.0132
n	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702
X (mm)	83.748	83.748	83.748	83.748	83.748	83.748
I_f (m ⁴)	0.001069	0.001069	0.001069	0.001069	0.001069	0.001069
M_f (T·m)	5.002	5.002	5.002	5.002	0.000	5.002
I_s (m ⁴)	0.001169	0.001201	0.001807	0.001226	0.001267	0.002135
I_e (m ⁴)	0.001496			0.001691		

Cálculo de la flecha								
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{mín}$	
permanente	0.0066	0.0088	1.204	0.0106	0.0194			
sobrecarga		0.0025	-	-	0.0025	3950	500	
totales	0.0075	0.0113			0.0219	457	300	
CUMPLE								

Losa Escaleras 1 (las dos más cercanas al almacén de recambios)



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d _{ext} (mm)	d _{ext} (mm)	d _{int} (mm)	d _{int} (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	300	40	260	65	235	0,00225	0,015

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f _{ck} (N/mm ²)	25
f _{cd} (N/mm ²)	16,7
E _c (N/mm ²)	27264,0418
U _{0ext} (T)	368,33
U _{0int} (T)	332,92
f _{ct,m} (N/mm ²)	2,56
f _{ct,m,fl} (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f _{yk} (N/mm ²)	500
f _{yd} (N/mm ²)	434,8
E _s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
dirección Y	dirección X

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	N _d (T)	M _d (T·m)
Armado en X	35,564	0,925
Armado en Y	61,412	9,292

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U _{s1} (T)	U _{s2} (T)	mínima	A _s /A _c > 0,0018
Armado en X	23,230	23,230	20,840	23,478
Armado en Y	72,940	72,940	20,840	23,478

Límites de separación transversal de las barras

S _{L,min,φ=25mm} (mm)	S _{L,min,φ=20mm} (mm)	S _{L,min,φ=16mm} (mm)	S _{L,min,φ=14mm} (mm)	S _{L,máx} (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Armado en X (U _{s1} = U _{s2} = U _s)				Armado en Y (U _{s1} = U _{s2} = U _s)			
φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)	φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)
16	7	127	61,193	20	8	105	109,273
CUMPLE				CUMPLE			

Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	N_k (T)	M_k (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Armado en X	22,877	0,604	16	7	1407,434
Armado en Y	15,390	6,213	20	8	2513,274

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)		
$w_{m\acute{a}x} = 0,3$ mm	Armado en X	Armado en Y
M_{fis} (T·m)	3.847	3.847
σ_s (N/mm ²)	185.39	274.37
σ_{sr} (N/mm ²)	145.41	73.60
ε_{sm}	0.00088	0.00131
c (mm)	57	30
s (mm)	143	125
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	75000	75000
s_m (mm)	185.202	114.842
w_k (mm)	0.278	0.255
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE

Flecha

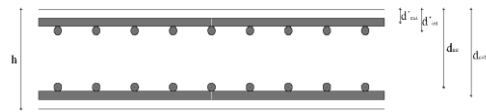
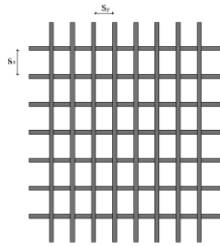
	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	-	-
Extremo final	-	-
Centro	5.376	4.493

	Armadura en X			Armadura en Y		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	16	7	1407,434	20	8	2513,274
Extremo final	16	7	1407,434	20	8	2513,274
Centro	16	7	1407,434	20	8	2513,274

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	-	-	0.0097	-	-	0.0097
ρ_2	-	-	0.0097	-	-	0.0097
n	-	-	7.702	-	-	7.702
X (mm)	-	-	75.800	-	-	75.800
I_f (m ⁴)	-	-	0.000827	-	-	0.000827
M_f (T·m)	-	-	5.002	-	-	5.002
I_s (m ⁴)	-	-	0.001973	-	-	0.002250
I_e (m ⁴)	0.001973			0.002250		

Cálculo de la flecha							
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{mín}$
permanente	0.0016	0.0016	1.348	0.0021	0.0037		
sobrecarga		0.0006	-	-	0.0006	3850	500
totales	0.0019	0.0022			0.0043	555	300
						CUMPLE	

Losa Escaleras 2 (las dos más cercanas al concesionario)



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'ext (mm)	d_ext (mm)	d'int (mm)	d_int (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	300	40	260	65	235	0,00225	0,015

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f _{ck} (N/mm ²)	25
f _{cd} (N/mm ²)	16,7
E _c (N/mm ²)	27264,0418
U _{0ext} (T)	368,33
U _{0int} (T)	332,92
f _{ct,m} (N/mm ²)	2,56
f _{ct,m,fl} (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f _{yk} (N/mm ²)	500
f _{yd} (N/mm ²)	434,8
E _s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
dirección Y	dirección X

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	N _d (T)	M _d (T·m)
Armado en X	11,550	0,671
Armado en Y	70,248	4,199

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U _{s1} (T)	U _{s2} (T)	mínima	A _s /A _c > 0,0018
Armado en X	9,720	9,720	20,840	23,478
Armado en Y	54,210	54,210	20,840	23,478

Límites de separación transversal de las barras

S _{L,min,φ=25mm} (mm)	S _{L,min,φ=20mm} (mm)	S _{L,min,φ=16mm} (mm)	S _{L,min,φ=14mm} (mm)	S _{L,máx} (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Armado en X (U _{s1} = U _{s2} = U _s)				Armado en Y (U _{s1} = U _{s2} = U _s)			
φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)	φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)
14	5	186	33,465	20	7	123	95,614
CUMPLE				CUMPLE			

Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	N_k (T)	M_k (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Armado en X	3,702	0,607	14	5	769,690
Armado en Y	44,915	2,697	20	7	2199,115

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)		
$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Armado en X	Armado en Y
M_{fis} (T·m)	3.847	3.847
σ_s (N/mm ²)	137.04	263.20
σ_{sr} (N/mm ²)	265.89	84.11
ε_{sm}	0.000653	0.001253
c (mm)	58	30
s (mm)	200	143
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	75000	75000
s_m (mm)	224.209	122.676
w_k (mm)	0.249	0.261
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE

Flecha

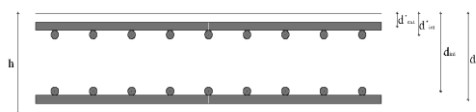
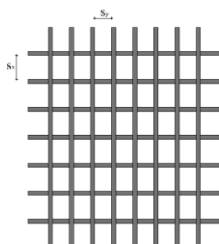
	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	-	-
Extremo final	-	-
Centro	3.209	2.336

	Armadura en X			Armadura en Y		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	14	5	769,690	20	7	2199,115
Extremo final	14	5	769,690	20	7	2199,115
Centro	14	5	769,690	20	7	2199,115

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	-	-	0.0085	-	-	0.0085
ρ_2	-	-	0.0085	-	-	0.0085
n	-	-	7.702	-	-	7.702
X (mm)	-	-	72.475	-	-	72.475
I_f (m ⁴)	-	-	0.000740	-	-	0.000740
M_f (T·m)	-	-	5.002	-	-	5.002
I_s (m ⁴)	-	-	0.002250	-	-	0.002250
I_e (m ⁴)	0.002250			0.002250		

Cálculo de la flecha								
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{mín}$	
permanente	0.0015	0.0015	1.406	0.0021	0.0036			
sobrecarga		0.0004	-	-	0.0004	5302	500	
totales	0.0019	0.0019			0.0040	586	300	
CUMPLE								

Losas Descansillos



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'_ext (mm)	d_ext (mm)	d'_int (mm)	d_int (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	300	40	260	65	235	0,00225	0,015

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f _{ck} (N/mm ²)	25
f _{cd} (N/mm ²)	16,7
E _c (N/mm ²)	27264,0418
U _{0ext} (T)	368,33
U _{0int} (T)	332,92
f _{ct,m} (N/mm ²)	2,56
f _{ct,m,fl} (N/mm ²)	3,33

Acero	
γ_s	1,15
f _{yk} (N/mm ²)	500
f _{yd} (N/mm ²)	434,8
E _s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
dirección X	dirección Y

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	N _d (T)	M _d (T·m)
Armado en X	42,169	7,142
Armado en Y	42,624	6,812

Armadura longitudinal

Cuantías límite	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U _{s1} (T)	U _{s2} (T)	mínima	A _s /A _c > 0,0018
Armado en X	53,550	53,550	20,840	23,478
Armado en Y	61,380	61,380	20,840	23,478

Límites de separación transversal de las barras

S _{L,min,φ=25mm} (mm)	S _{L,min,φ=20mm} (mm)	S _{L,min,φ=16mm} (mm)	S _{L,min,φ=14mm} (mm)	S _{L,máx} (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Armado en X (U _{s1} = U _{s2} = U _s)				Armado en Y (U _{s1} = U _{s2} = U _s)			
φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)	φ (mm)	n	s (mm)	U _s (T)
20	6	147	81,955	20	8	105	109,273
CUMPLE				CUMPLE			

Fisuración

	Esfuerzos característicos		Armadura en tracción		
	N_k (T)	M_k (T·m)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Armado en X	26,694	4,670	20	6	1884,956
Armado en Y	27,293	4,431	20	8	2513,274

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)		
$w_{m\acute{a}x} = 0,3$ mm	Armado en X	Armado en Y
M_{fis} (T·m)	3.847	3.847
σ_s (N/mm ²)	260.72	202.37
σ_{sr} (N/mm ²)	98.13	81.43
ε_{sm}	0.00124	0.00096
c (mm)	30	55
s (mm)	146.67	105
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	75000	75000
s_m (mm)	129.12	160.84
w_k (mm)	0.273	0.263
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE

Flecha

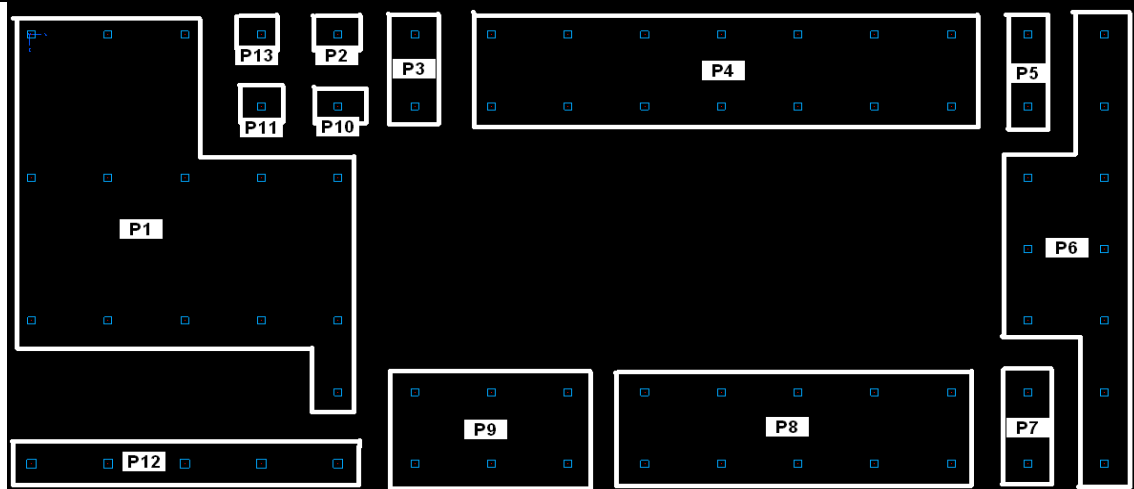
	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	0.281	0.145
Extremo final	0.386	0.366
Centro	2.144	1.724

	Armadura en X			Armadura en Y		
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
Extremo inicial	20	6	1884,956	20	8	2513,274
Extremo final	20	6	1884,956	20	8	2513,274
Centro	20	6	1884,956	20	8	2513,274

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080
ρ_2	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080
n	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702	7.702
X (mm)	68.709	68.709	68.709	68.709	68.709	68.709
I_f (m ⁴)	0.000510	0.000510	0.000510	0.000510	0.000510	0.000510
M_f (T·m)	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002	5.002
I_s (m ⁴)	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250	0.002250
I_e (m ⁴)	0.002250			0.002250		

Cálculo de la flecha							
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{mín}$
permanente	0.0016	0.0016	1.427	0.0023	0.0039		
sobrecarga		0.0005	-	-	0.0005	10121	500
totales	0.0021	0.0021			0.0044	1141	300
CUMPLE							

Punzonamiento. Forjado inferior



Características geométricas

h (mm)	Armadura interior		Armadura exterior		Semisuma
	d' (mm)	d (mm)	d' (mm)	d (mm)	d (mm)
0.3	65	235	40	260	247.5

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f_{ck} (N/mm ²)	25
f_{cd} (N/mm ²)	16,7

Acero	
γ_s	1,15
f_{yk} (N/mm ²)	500
f_{yd} (N/mm ²)	434,8
$f_{yd, max}$ (N/mm ²)	400

Losas	Armadura de la losa en las zonas de punzonamiento						
	Armadura en X		Armadura en Y		Cuantías geométricas		
	ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	ρ_x	ρ_y	ρ_l
P1	25	8	25	8	0.016	0.016	0.016
P2	20	8	20	6	0.010	0.008	0.009
P3	25	7	20	6	0.014	0.008	0.010
P4	25	5	20	6	0.010	0.008	0.009
P5	25	7	20	6	0.014	0.008	0.010
P6	20	6	20	6	0.008	0.008	0.008
P7	25	7	20	6	0.014	0.008	0.010
P8	25	5	20	6	0.010	0.008	0.009
P9	25	6	25	6	0.012	0.012	0.012
P10	20	8	20	6	0.010	0.008	0.009
P11	25	8	25	8	0.016	0.016	0.016
P12	25	8	25	8	0.016	0.016	0.016
P13	25	8	25	8	0.016	0.016	0.016

Esfuerzos de cálculo

Losa	$F_{sd}(T)$				
	interior	borde \perp a X	borde \perp a Y	esquina	esquina triple
P1	130.256	78.334	63.157	20.933	69.585
P2	-	-	24.667	-	-
P3	-	-	42.712	-	-
P4	-	-	34.195	-	-
P5	-	-	25.436	-	35.713
P6	-	29.782	-	13.519	-
P7	-	-	25.402	-	37.576
P8	-	-	32.752	-	-
P9	-	-	66.348	-	-
P10	-	-	-	27.269	-
P11	-	69.975	-	-	-
P12	-	-	67.784	28.177	-
P13	-	-	26.460	-	-

Comprobación 1: Resistencia de la losa sin armadura de punzonamiento

Perímetro crítico					
Dimensión pilar (mm)		u (mm)			
C ₁ (mm)	C ₁ (mm)	interior	borde	esquina	esquina triple
500	500	5110	3055	1778	4333
600	600	5510	3355	1978	4733

Losa	$F_{sd,ef} = F_{sd} \cdot \beta$ (T)				
	interior $\beta = 1,15$	borde \perp a X $\beta = 1,40$	borde \perp a Y $\beta = 1,40$	esquina $\beta = 1,50$	esquina triple $\beta = 1,50$
P1	149.794	109.667	88.419	31.400	104.378
P2	-	-	34.534	-	-
P3	-	-	59.797	-	-
P4	-	-	47.873	-	-
P5	-	-	35.610	-	53.570
P6	-	41.695	-	20.278	-
P7	-	-	35.563	-	56.364
P8	-	-	45.853	-	-
P9	-	-	92.888	-	-
P10	-	-	-	40.904	-
P11	-	97.964	-	-	-
P12	-	-	94.898	42.266	-
P13	-	-	37.044	-	-

Losa	τ_{sd} (N/mm ²)					τ_{rd} (N/mm ²)	
	interior	borde \perp a X	borde \perp a Y	esquina	esquina triple	cálculo	mínimo
P1	1.184	1.450	1.169	0.714	0.973	0.777	0.654
P2	-	-	0.457	-	-	0.654	0.654
P3	-	-	0.791	-	-	0.673	0.654
P4	-	-	0.633	-	-	0.654	0.654
P5	-	-	0.471	-	0.500	0.673	0.654
P6	-	0.551	-	0.461	-	0.654	0.654
P7	-	-	0.470	-	0.526	0.673	0.654
P8	-	-	0.606	-	-	0.654	0.654
P9	-	-	1.228	-	-	0.706	0.654
P10	-	-	-	0.930	-	0.654	0.654
P11	-	1.296	-	-	-	0.777	0.654
P12	-	-	1.143	0.864	-	0.777	0.654
P13	-	-	0.490	-	-	0.777	0.654

¿Hace falta armadura de punzonamiento?					
Losa	$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$				
	interior	borde \perp a X	borde \perp a Y	esquina	esquina triple
P1	SI	SI	SI	NO	SI
P2	-	-	NO	-	-
P3	-	-	SI	-	-
P4	-	-	NO	-	-
P5	-	-	NO	-	NO
P6	-	NO	-	NO	-
P7	-	-	NO	-	NO
P8	-	-	NO	-	-
P9	-	-	SI	-	-
P10	-	-	-	SI	-
P11	-	SI	-	-	-
P12	-	-	SI	SI	-
P13	-	-	NO	-	-

Comprobación 2: Zonas con armadura transversal de punzonamiento

s (mm)	A_{sw} (cm ²)				
	interior	borde \perp a X	borde \perp a Y	esquina	esquina triple
185					
P1	9.510	8.199	5.543	-	5.235
P2	-	-	-	-	-
P3	-	-	2.707	-	-
P4	-	-	-	-	-
P5	-	-	-	-	-
P6	-	-	-	-	-
P7	-	-	-	-	-
P8	-	-	-	-	-
P9	-	-	6.606	-	-
P10	-	-	-	2.415	-
P11	-	6.737	-	-	-
P12	-	-	5.812	1.717	-
P13	-	-	-	-	-

Posibles armados transversales de punzonamiento

interior y esquina triple			borde			esquina		
ϕ (mm)	n	A (cm ²)	ϕ (mm)	n	A (cm ²)	ϕ (mm)	n	A (cm ²)
6	12	3.393	6	9	2.545	6	6	1.696
8	12	6.032	8	9	4.524	8	6	3.016
10	12	9.425	10	9	7.069	10	6	4.712
12	12	13.572	12	9	10.179	12	6	6.786
14	12	18.473	14	9	13.854	14	6	9.236
16	12	24.127	16	9	18.096	16	6	12.064
20	12	37.699	20	9	28.274	20	6	18.850
25	12	58.905	25	9	44.179	25	6	29.452

Armadura transversal de punzonamiento

Losa	interior		borde \perp a X		borde \perp a Y		esquina		esquina triple	
	ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n
P1	12	12	12	9	10	9			8	12
P2										
P3					8	9				
P4										
P5										
P6										
P7										
P8										
P9					10	9				
P10							8	6		
P11			10	9						
P12					10	9	8	6		
P13										
CUMPLE										

Comprobación 3: Zona exterior a la armadura de punzonamiento

Perímetro crítico					
Dimensión pilar (mm)		u (mm)			
C ₁ (mm)	C ₁ (mm)	interior	borde	esquina	esquina triple
500	500	7600	4300	2400	5700
600	600	8000	4600	2600	6000

Losa	$F_{sd,ef} = F_{sd} \cdot \beta$ (T)				
	interior $\beta = 1$	borde \perp a X $\beta = 1$	borde \perp a Y $\beta = 1$	esquina $\beta = 1$	esquina triple $\beta = 1$
P1	130.256	78.334	63.157	-	69.585
P2	-	-	-	-	-
P3	-	-	42.712	-	-
P4	-	-	-	-	-
P5	-	-	-	-	-
P6	-	-	-	-	-
P7	-	-	-	-	-
P8	-	-	-	-	-
P9	-	-	66.348	-	-
P10	-	-	-	27.269	-
P11	-	69.975	-	-	-
P12	-	-	67.784	28.177	-
P13	-	-	-	-	-

Losa	$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$						
	τ_{sd} (N/mm ²)					τ_{rd} (N/mm ²)	
	interior	borde \perp a X	borde \perp a Y	esquina	esquina triple	cálculo	mínimo
P1	0.692	0.736	0.593	-	0.493	0.777	0.654
P2	-	-	-	-	-	0.654	0.654
P3	-	-	0.401	-	-	0.673	0.654
P4	-	-	-	-	-	0.654	0.654
P5	-	-	-	-	-	0.673	0.654
P6	-	-	-	-	-	0.654	0.654
P7	-	-	-	-	-	0.673	0.654
P8	-	-	-	-	-	0.654	0.654
P9	-	-	0.623	-	-	0.706	0.654
P10	-	-	-	0.459	-	0.654	0.654
P11	-	0.657	-	-	-	0.777	0.654
P12	-	-	0.595	0.438	-	0.777	0.654
P13	-	-	-	-	-	0.777	0.654

CUMPLE

NO SE REQUIERE ARMADURA DE PUNZONAMIENTO EN ZONA EXTERIOR

Comprobación 4: Zona adyacente al soporte

Perímetro de comprobación					
Dimensión pilar (mm)		u_0 (mm)			
C_1 (mm)	C_1 (mm)	interior	borde	esquina	esquina triple
500	500	2000.0	1500.0	1000.0	2000.0
600	600	2400.0	1800.0	1200.0	2400.0

Losa	$F_{sd,ef} = F_{sd} \cdot \beta$ (T)				
	interior $\beta = 1,15$	borde \perp a X $\beta = 1,40$	borde \perp a Y $\beta = 1,40$	esquina $\beta = 1,50$	esquina triple $\beta = 1,50$
P1	149.794	109.667	88.419	31.400	104.378
P2	-	-	34.534	-	-
P3	-	-	59.797	-	-
P4	-	-	47.873	-	-
P5	-	-	35.610	-	53.570
P6	-	41.695	-	20.278	-
P7	-	-	35.563	-	56.364
P8	-	-	45.853	-	-
P9	-	-	92.888	-	-
P10	-	-	-	40.904	-
P11	-	97.964	-	-	-
P12	-	-	94.898	42.266	-
P13	-	-	37.044	-	-

Losa	$F_{sd,ef}/u_0d \leq 0,5 \cdot 0,6 \cdot f_{cd} = 5 \text{ N/mm}^2$				
	$F_{sd,ef}/u_0d$ (N/mm ²)				
	interior	borde \perp a X	borde \perp a Y	esquina	esquina triple
P1	3.026	2.954	2.382	1.269	2.109
P2	-	-	0.930	-	-
P3	-	-	1.611	-	-
P4	-	-	1.290	-	-
P5	-	-	0.959	-	1.082
P6	-	1.123	-	0.819	-
P7	-	-	0.958	-	1.139
P8	-	-	1.235	-	-
P9	-	-	2.502	-	-
P10	-	-	-	1.653	-
P11	-	2.639	-	-	-
P12	-	-	2.130	1.423	-
P13	-	-	0.998	-	-
CUMPLE					

Punzonamiento. Forjado superior y Descansillos



Características geométricas

h (mm)	Armadura interior		Armadura exterior		Semisuma
	d' (mm)	d (mm)	d' (mm)	d (mm)	d (mm)
0.3	65	235	40	260	247.5

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f_{ck} (N/mm ²)	25
f_{cd} (N/mm ²)	16,7

Acero	
γ_s	1,15
f_{yk} (N/mm ²)	500
f_{yd} (N/mm ²)	434,8
$f_{yd, max}$ (N/mm ²)	400

Losas	Armadura de la losa en las zonas de punzonamiento						
	Armadura en X		Armadura en Y		Cuantías geométricas		
	ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	ρ_x	ρ_y	ρ_l
P1	25	7	25	8	0.014	0.016	0.015
P2	25	7	20	8	0.014	0.010	0.012
P3	25	7	25	6	0.014	0.012	0.013
P4	20	7	25	6	0.009	0.012	0.010
P5	25	7	25	6	0.014	0.012	0.013
P6	25	7	20	8	0.014	0.010	0.012
P7	25	9	25	8	0.018	0.016	0.017
P8	25	9	25	7	0.018	0.014	0.016
P9	25	7	25	8	0.014	0.016	0.015
P10	25	9	25	8	0.018	0.016	0.017
P11	25	9	25	7	0.018	0.014	0.016
PD	20	6	20	8	0.008	0.010	0.009

Esfuerzos de cálculo

Losa	$F_{sd}(T)$				
	interior	borde \perp a X	borde \perp a Y	esquina	esquina triple
P1	97.582	40.600	38.364	17.972	32.072
P2	-	-	30.733	-	-
P3	-	-	24.234	-	39.226
P4	-	24.429	-	11.064	-
P5	-	-	24.250	-	39.211
P6	-	-	30.749	-	-
P7	92.035	-	18.190	-	-
P8	-	29.128	21.395	-	48.029
P9	-	-	38.024	17.595	-
P10	-	-	32.667	-	-
P11	-	-	19.727	-	-
PD	-	-	-	7.965	-

Comprobación 1: Resistencia de la losa sin armadura de punzonamiento

Perímetro crítico					
Dimensión pilar (mm)		u (mm)			
C ₁ (mm)	C ₁ (mm)	interior	borde	esquina	esquina triple
500	500	5110	3055	1778	4333
600	600	5510	3355	1978	4733

Losa	$F_{sd,ef} = F_{sd} \cdot \beta$ (T)				
	interior $\beta = 1,15$	borde \perp a X $\beta = 1,40$	borde \perp a Y $\beta = 1,40$	esquina $\beta = 1,50$	esquina triple $\beta = 1,50$
P1	112.220	56.841	53.710	26.957	48.108
P2	-	-	43.026	-	-
P3	-	-	33.927	-	58.839
P4	-	34.201	-	16.596	-
P5	-	-	33.950	-	58.817
P6	-	-	43.048	-	-
P7	105.840	-	25.466	-	-
P8	-	40.779	29.954	-	72.043
P9	-	-	53.233	26.392	-
P10	-	-	45.734	-	-
P11	-	-	27.618	-	-
PD	-	-	-	11.948	-

Losa	τ_{sd} (N/mm ²)					τ_{rd} (N/mm ²)	
	interior	borde \perp a X	borde \perp a Y	esquina	esquina triple	cálculo	mínimo
P1	0.887	0.752	0.710	0.613	0.449	0.760	0.654
P2	-	-	0.569	-	-	0.706	0.654
P3	-	-	0.449	-	0.549	0.724	0.654
P4	-	0.452	-	0.377	-	0.673	0.654
P5	-	-	0.449	-	0.548	0.724	0.654
P6	-	-	0.569	-	-	0.706	0.654
P7	0.837	-	0.337	-	-	0.793	0.654
P8	-	0.539	0.396	-	0.672	0.775	0.654
P9	-	-	0.641	0.539	-	0.760	0.654
P10	-	-	0.551	-	-	0.793	0.654
P11	-	-	0.333	-	-	0.775	0.654
PD	-	-	-	0.272	-	0.654	0.654

¿Hace falta armadura de punzonamiento?					
$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$					
Losa	interior	borde \perp a X	borde \perp a Y	esquina	esquina triple
P1	SI	NO	NO	NO	NO
P2	-	-	NO	-	-
P3	-	-	NO	-	NO
P4	-	NO	-	NO	-
P5	-	-	NO	-	NO
P6	-	-	NO	-	-
P7	SI	-	NO	-	-
P8	-	NO	NO	-	NO
P9	-	-	NO	NO	-
P10	-	-	NO	-	-
P11	-	-	NO	-	-
PD	-	-	NO	-	-

Comprobación 2: Zonas con armadura transversal de punzonamiento

s (mm)	A_{sw} (cm ²)				
	interior	borde \perp a X	borde \perp a Y	esquina	esquina triple
185					
P1	5.016	-	-	-	-
P2	-	-	-	-	-
P3	-	-	-	-	-
P4	-	-	-	-	-
P5	-	-	-	-	-
P6	-	-	-	-	-
P7	3.833	-	-	-	-
P8	-	-	-	-	-
P9	-	-	-	-	-
P10	-	-	-	-	-
P11	-	-	-	-	-
PD	-	-	-	-	-

Posibles armados transversales de punzonamiento								
interior y esquina triple			borde			esquina		
ϕ (mm)	n	A (cm ²)	ϕ (mm)	n	A (cm ²)	ϕ (mm)	n	A (cm ²)
6	12	3.393	6	9	2.545	6	6	1.696
8	12	6.032	8	9	4.524	8	6	3.016
10	12	9.425	10	9	7.069	10	6	4.712
12	12	13.572	12	9	10.179	12	6	6.786
14	12	18.473	14	9	13.854	14	6	9.236
16	12	24.127	16	9	18.096	16	6	12.064
20	12	37.699	20	9	28.274	20	6	18.850
25	12	58.905	25	9	44.179	25	6	29.452

Armadura transversal de punzonamiento

Losas	interior		borde \perp a X		borde \perp a Y		esquina		esquina triple	
	ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n
P1	8	12								
P2										
P3										
P4										
P5										
P6										
P7	8	12								
P8										
P9										
P10										
P11										
PD										
CUMPLE										

Comprobación 3: Zona exterior a la armadura de punzonamiento

Perímetro crítico					
Dimensión pilar (mm)		u (mm)			
C ₁ (mm)	C ₁ (mm)	interior	borde	esquina	esquina triple
500	500	7600	4300	2400	5700
600	600	8000	4600	2600	6000

Losas	$F_{sd,ef} = F_{sd} \cdot \beta$ (T)				
	interior $\beta = 1$	borde \perp a X $\beta = 1$	borde \perp a Y $\beta = 1$	esquina $\beta = 1$	esquina triple $\beta = 1$
P1	97.582	-	-	-	-
P2	-	-	-	-	-
P3	-	-	-	-	-
P4	-	-	-	-	-
P5	-	-	-	-	-
P6	-	-	-	-	-
P7	92.035	-	-	-	-
P8	-	-	-	-	-
P9	-	-	-	-	-
P10	-	-	-	-	-
P11	-	-	-	-	-
PD	-	-	-	-	-

Losas	$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$						
	τ_{sd} (N/mm ²)					τ_{rd} (N/mm ²)	
	interior	borde \perp a X	borde \perp a Y	esquina	esquina triple	cálculo	mínimo
P1	0.519	-	-	-	-	0.760	0.654
P2	-	-	-	-	-	0.706	0.654
P3	-	-	-	-	-	0.724	0.654
P4	-	-	-	-	-	0.673	0.654
P5	-	-	-	-	-	0.724	0.654
P6	-	-	-	-	-	0.706	0.654
P7	0.489	-	-	-	-	0.793	0.654
P8	-	-	-	-	-	0.775	0.654
P9	-	-	-	-	-	0.760	0.654
P10	-	-	-	-	-	0.793	0.654
P11	-	-	-	-	-	0.775	0.654
PD	-	-	-	-	-	0.654	0.654

CUMPLE

NO SE REQUIERE ARMADURA DE PUNZONAMIENTO EN ZONA EXTERIOR

Comprobación 4: Zona adyacente al soporte

Perímetro de comprobación					
Dimensión pilar (mm)		u_0 (mm)			
C_1 (mm)	C_1 (mm)	interior	borde	esquina	esquina triple
500	500	2000.0	1500.0	1000.0	2000.0
600	600	2400.0	1800.0	1200.0	2400.0

Losa	$F_{sd,ef} = F_{sd} \cdot \beta$ (T)				
	interior $\beta = 1,15$	borde \perp a X $\beta = 1,40$	borde \perp a Y $\beta = 1,40$	esquina $\beta = 1,50$	esquina triple $\beta = 1,50$
P1	112.220	56.841	53.710	26.957	48.108
P2	-	-	43.026	-	-
P3	-	-	33.927	-	58.839
P4	-	34.201	-	16.596	-
P5	-	-	33.950	-	58.817
P6	-	-	43.048	-	-
P7	105.840	-	25.466	-	-
P8	-	40.779	29.954	-	72.043
P9	-	-	53.233	26.392	-
P10	-	-	45.734	-	-
P11	-	-	27.618	-	-
PD	-	-	-	11.948	-

Losa	$F_{sd,ef}/u_0d \leq 0,5 \cdot 0,6 \cdot f_{cd} = 5 \text{ N/mm}^2$				
	$F_{sd,ef}/u_0d$ (N/mm ²)				
	interior	borde \perp a X	borde \perp a Y	esquina	esquina triple
P1	2.267	1.531	1.447	1.089	0.972
P2	-	-	1.159	-	-
P3	-	-	0.914	-	1.189
P4	-	0.921	-	0.671	-
P5	-	-	0.914	-	1.188
P6	-	-	1.160	-	-
P7	2.138	-	0.686	-	-
P8	-	1.098	0.807	-	1.455
P9	-	-	1.195	0.889	-
P10	-	-	1.027	-	-
P11	-	-	0.620	-	-
PD	-	-	-	0.483	-
CUMPLE					

ANEXO VIII.
CÁLCULO DE MUROS DE
CONTENCIÓN.

A continuación se detallan los resultados del dimensionamiento y comprobación de los muros de contención de hormigón armado:

- Muro A
- Muro B
- Muro C
- Muro D
- Muro E

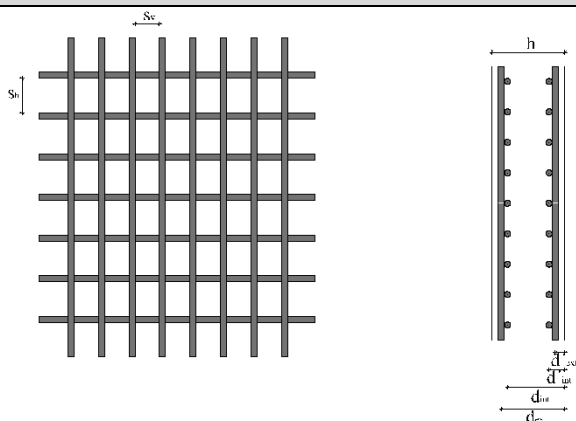
Los muros A, B, C y D se han armado tanto vertical como horizontalmente a partir de una parrilla base simétrica calculada para soportar los momentos positivos. Ésta parrilla base es reforzada, siempre y cuando sea necesario, en la base y extremos del muro por un armado complementario en la cara de tracción para soportar los momentos negativos.

El muro E se ha armado verticalmente únicamente a momentos negativos con una parrilla base no simétrica dada por cuantías mínimas la cual es reforzada en la base del muro para soportar el máximo momento negativo. En la cara de compresión se coloca el treinta por ciento de la armadura de tracción tal y como recomienda la norma.

El muro E se ha armado horizontalmente a momentos negativos con una única parrilla base simétrica dada por cuantías mínimas.

Se presenta también en las siguientes tablas el cálculo del punto a partir del cual los esfuerzos en el muro pueden ser resistidos únicamente por las parrillas base. Es decir, el punto de corte a partir del cual las barras complementarias de refuerzo ya no son necesarias.

Muro A



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'ext (mm)	d_ext (mm)	d'int (mm)	d_int (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	400	40	360	60	340	0,00533	0,026

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f_{ck} (N/mm ²)	25
f_{cd} (N/mm ²)	16,7
E_c (N/mm ²)	27264,0418
U_{0ext} (T)	510,000
U_{0int} (T)	481,667
$f_{ct,m}$ (N/mm ²)	2,56
$f_{ct,m,fl}$ (N/mm ²)	3,08

Acero	
γ_s	1,15
f_{yk} (N/mm ²)	500
f_{yd} (N/mm ²)	434,8
E_s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
vertical	horizontal

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	$M_d(-)$ (T·m)	$M_d(+)$ (T·m)
vertical	16,505	7,384
horizontal	9,555	2,891

Armadura longitudinal

	Vertical			
	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0009$
Cuantías límite				
parrilla base	23,076	23,076	25,650	15,652
base del muro	48,118	0,000	25,650	15,652

	Horizontal			
	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0032$
Cuantías límite				
parrilla base	10,324	10,324	25,650	27,826
extremos del muro	28,976	0,000	25,650	27,826

Límites de separación transversal de las barras				
$s_{L,mín,\phi=25mm}$ (mm)	$s_{L,mín,\phi=20mm}$ (mm)	$s_{L,mín,\phi=16mm}$ (mm)	$s_{L,mín,\phi=14mm}$ (mm)	$s_{L,máx}$ (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

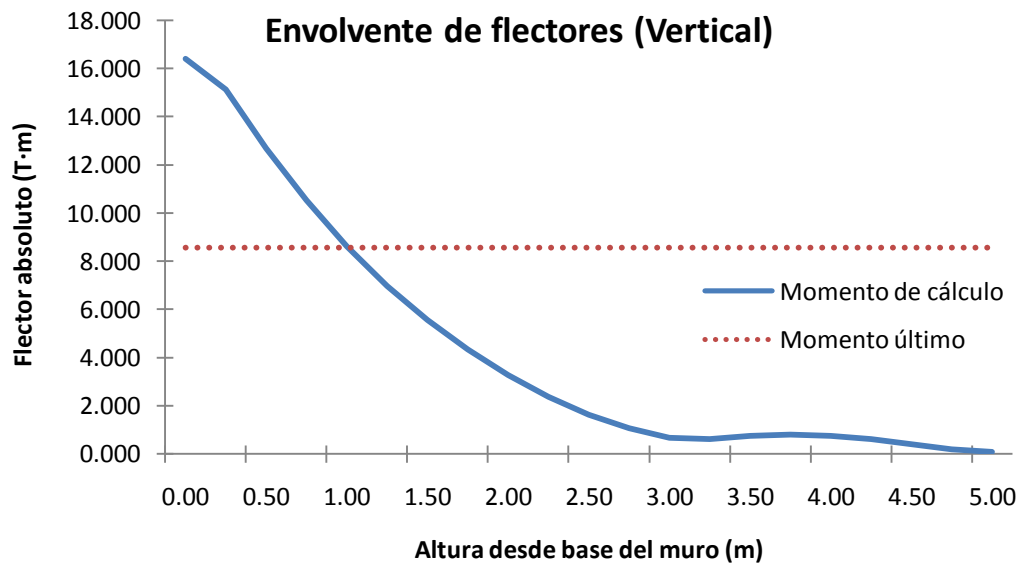
	Vertical				
	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)
parrilla base	14	4	236	26,772	26,772
complemento en base del muro	16	4	-	34,967	0,000
total en base del muro			110	61,739	26,772
CUMPLE					

	Horizontal				
	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)
parrilla base	16	4	234	34,967	34,967
complemento en extremos muro	-	-	-	-	-
total en extremos del muro			234	34,967	34,967
CUMPLE					

Cortes en la armadura longitudinal

Vertical					
cara de tracción		cara de compresión		esfuerzo resistido	longitud de anclaje
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	M_u (T·m)	$l_{bl} + \text{decalaje}$ (mm)
14	4	14	4	8,567	760

Horizontal					
cara de tracción		cara de tracción		cara de tracción	cara de tracción
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	M_u (T·m)	$l_{bl} + \text{decalaje}$ (mm)
-	-	-	-	-	-



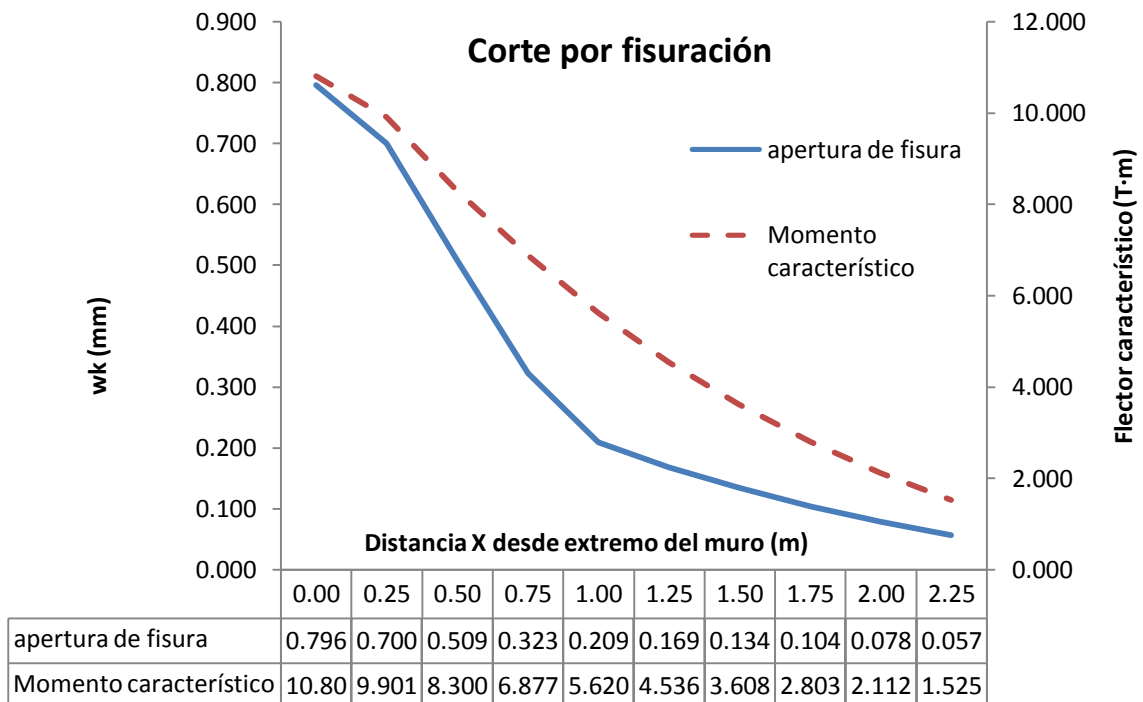
Fisuración

	Esfuerzos característicos	
	$M_K(-)$ (T·m)	$M_K(+)$ (T·m)
vertical	10,805	4,800
horizontal	6,235	1,875

	Armadura en tracción						
	parrilla base			complemento			total
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	A_s (mm ²)
vertical	14	4	615,752	16	4	804,248	1420,000
horizontal	16	4	804,248	-	-	-	804,248

$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)			
	vertical		horizontal	
	parrilla base	base del muro	parrilla base	extremos muro
M_{fis} (T.m)	6.840	6.840	6.840	6.840
σ_s (N/mm ²)	270.68	264.21	85.73	285.01
σ_{sr} (N/mm ²)	385.70	167.25	312.67	312.67
ϵ_{sm}	0.000516	0.001006	0.000163	0.000543
c (mm)	33	33	52	52
s (mm)	210	110	234	234
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	21000	138000	100000	172000
s_m (mm)	203.493	165.746	250.272	321.892
w_k (mm)	0.178	0.283	0.069	0.297
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Corte en la armadura vertical por fisuración



Flecha

Esfuerzos característicos		
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	10.058	7.796
Extremo final	-	-
Centro	-	-

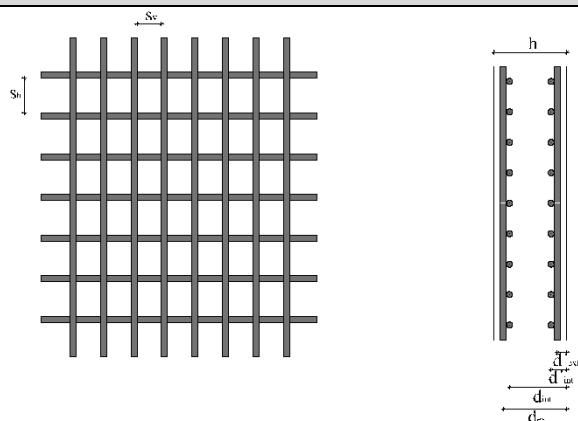
Armadura en tracción							
	parrilla base			complemento			total
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	A_s (mm ²)
Extremo inicial	14	4	615,752	16	4	804,248	1420,000
Extremo final	-	-	-	-	-	-	-
Centro	-	-	-	-	-	-	-

Armadura en compresión							
	parrilla base			complemento			total
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	A_s (mm ²)
Extremo inicial	14	4	615,752	-	-	-	615,752
Extremo final	-	-	-	-	-	-	-
Centro	-	-	-	-	-	-	-

Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)						
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0039	-	-	0.0039	-	-
ρ_2	0.0017	-	-	0.0017	-	-
n	7.702	-	-	7.702	-	-
X (mm)	76.517	-	-	76.517	-	-
I_f (m ⁴)	0.001035	-	-	0.001035	-	-
M_f (T·m)	8.208	-	-	8.208	-	-
I_s (m ⁴)	0.003370	-	-	0.005333	-	-
I_e (m ⁴)	0.003370			0.005333		

Cálculo de la flecha							
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{min}$
permanente	0.0023	0.0023	1.842	0.0043	0.0066		
sobrecarga		0.0027	-	-	0.0027	1855	500
totales	0.0032	0.0050			0.0093	540	300
CUMPLE							

Muro B



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'ext (mm)	d_ext (mm)	d'int (mm)	d_int (mm)	I _b (m ⁴)	W _b (m ³)
1000	400	40	360	60	340	0,00533	0,026

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f_{ck} (N/mm ²)	25
f_{cd} (N/mm ²)	16,7
E_c (N/mm ²)	27264,0418
U_{0ext} (T)	510,000
U_{0int} (T)	481,667
$f_{ct,m}$ (N/mm ²)	2,56
$f_{ct,m,fl}$ (N/mm ²)	3,08

Acero	
γ_s	1,15
f_{yk} (N/mm ²)	500
f_{yd} (N/mm ²)	434,8
E_s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
vertical	horizontal

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	$M_d(-)$ (T·m)	$M_d(+)$ (T·m)
vertical	15,269	9,529
horizontal	9,268	3,531

Armadura longitudinal

	Vertical			
	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0009$
Cuantías límite				
parrilla base	29,779	29,779	25,650	15,652
base del muro	44,343	0,000	25,650	15,652

	Horizontal			
	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0032$
Cuantías límite				
parrilla base	12,610	12,610	25,650	27,826
extremos del muro	28,077	0,000	25,650	27,826

Límites de separación transversal de las barras				
$s_{L,min,\phi=25mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=20mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=16mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=14mm}$ (mm)	$s_{L,máx}$ (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

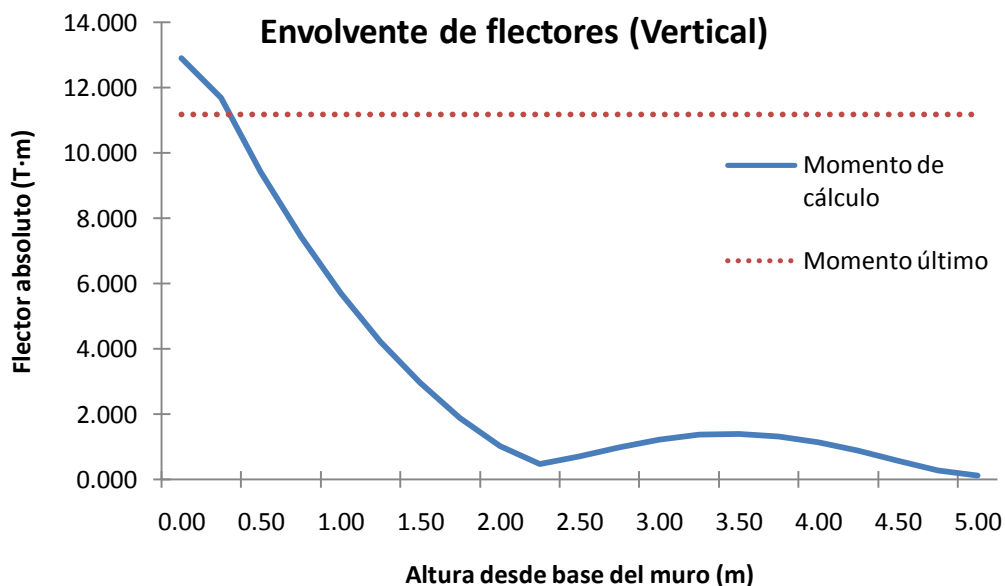
	Vertical				
	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)
parrilla base	16	4	234	34,967	34,967
complemento en base del muro	14	4	-	26,772	0,000
total en base del muro			110	61,739	34,967
CUMPLE					

	Horizontal				
	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)
parrilla base	16	4	234	34,967	34,967
complemento en extremos muro	-	-	-	-	-
total en extremos del muro			234	34,967	34,967
CUMPLE					

Cortes en la armadura longitudinal

Vertical					
cara de tracción		cara de compresión		esfuerzo resistido	longitud de anclaje
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	M_u (T·m)	$l_{bl} + decalaje$ (mm)
16	4	16	4	11,190	710

Horizontal					
cara de tracción		cara de tracción		cara de tracción	cara de tracción
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	M_u (T·m)	$l_{bl} + decalaje$ (mm)
-	-	-	-	-	-



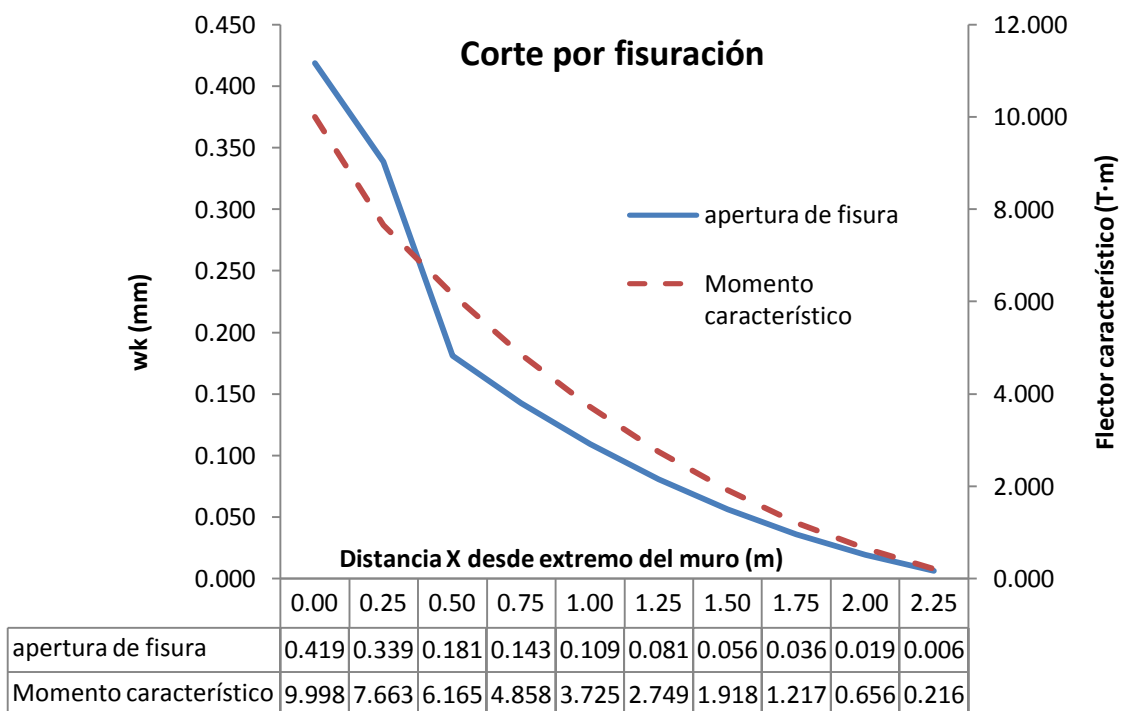
Fisuración

	Esfuerzos característicos	
	$M_K(-)$ (T·m)	$M_K(+)$ (T·m)
vertical	9,998	6,126
horizontal	6,026	2,290

	Armadura en tracción						
	parrilla base			complemento			total
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	A_s (mm ²)
vertical	16	4	804,248	14	4	615,752	1420,000
horizontal	16	4	804,248	-	-	-	804,248

$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)			
	vertical		horizontal	
	parrilla base	base del muro	parrilla base	extremos muro
M_{fis} (T.m)	6.840	6.840	6.840	6.840
σ_s (N/mm ²)	264.46	244.46	104.68	275.46
σ_{sr} (N/mm ²)	295.30	167.25	312.67	312.67
ϵ_{sm}	0.000504	0.000892	0.000199	0.000525
c (mm)	32	33	52	52
s (mm)	234	110	234	234
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	100000	153000	100000	172000
s_m (mm)	210.272	174.197	250.272	321.892
w_k (mm)	0.180	0.264	0.085	0.287
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Corte en la armadura vertical por fisuración



Flecha

	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	8.221	6.416
Extremo final	-	-
Centro	-	-

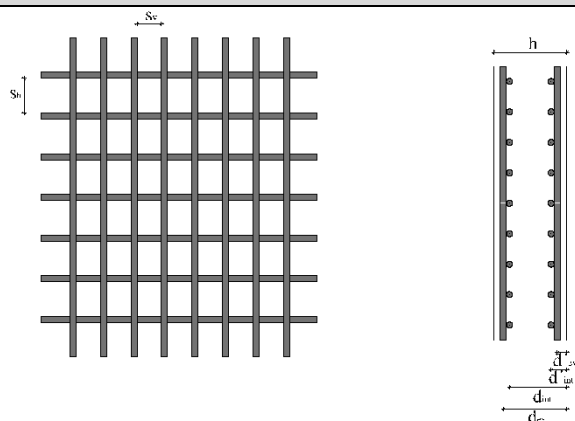
	Armadura en tracción						
	parrilla base			complemento			total
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	A_s (mm ²)
Extremo inicial	16	4	804,248	14	4	615,752	1420,000
Extremo final	-	-	-	-	-	-	-
Centro	-	-	-	-	-	-	-

	Armadura en compresión						
	parrilla base			complemento			total
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	A_s (mm ²)
Extremo inicial	16	4	804,248	-	-	-	804,248
Extremo final	-	-	-	-	-	-	-
Centro	-	-	-	-	-	-	-

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0039	-	-	0.0039	-	-
ρ_2	0.0022	-	-	0.0022	-	-
n	7.702	-	-	7.702	-	-
X (mm)	75.949	-	-	75.949	-	-
I_f (m ⁴)	0.001037	-	-	0.001037	-	-
M_f (T·m)	8.208	-	-	8.208	-	-
I_s (m ⁴)	0.005313	-	-	0.005333	-	-
I_e (m ⁴)	0.005313			0.005333		

Cálculo de la flecha							
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{\min}$
permanente	0.0016	0.0016	1.799	0.0028	0.0044		
sobrecarga		0.0006	-	-	0.0006	8153	500
totales	0.0022	0.0022			0.0050	994	300
CUMPLE							

Muro C



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'_{ext} (mm)	d_{ext} (mm)	d'_{int} (mm)	d_{int} (mm)	I_b (m ⁴)	W_b (m ³)
1000	400	40	360	60	340	0,00533	0,026

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f_{ck} (N/mm ²)	25
f_{cd} (N/mm ²)	16,7
E_c (N/mm ²)	27264,0418
U_{0ext} (T)	510,000
U_{0int} (T)	481,667
$f_{ct,m}$ (N/mm ²)	2,56
$f_{ct,m,fl}$ (N/mm ²)	3,08

Acero	
γ_s	1,15
f_{yk} (N/mm ²)	500
f_{yd} (N/mm ²)	434,8
E_s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
vertical	horizontal

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	$M_d(-)$ (T·m)	$M_d(+)$ (T·m)
vertical	17,106	6,437
horizontal	9,547	7,125

Armadura longitudinal

Cuantías límite	Vertical			
	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0009$
parrilla base	20,116	20,116	25,650	15,652
base del muro	49,966	0,000	25,650	15,652

Cuantías límite	Horizontal			
	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0032$
parrilla base	25,445	25,445	25,650	27,826
extremos del muro	28,950	0,000	25,650	27,826

Límites de separación transversal de las barras				
$s_{L,mín,\phi=25mm}$ (mm)	$s_{L,mín,\phi=20mm}$ (mm)	$s_{L,mín,\phi=16mm}$ (mm)	$s_{L,mín,\phi=14mm}$ (mm)	$s_{L,máx}$ (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

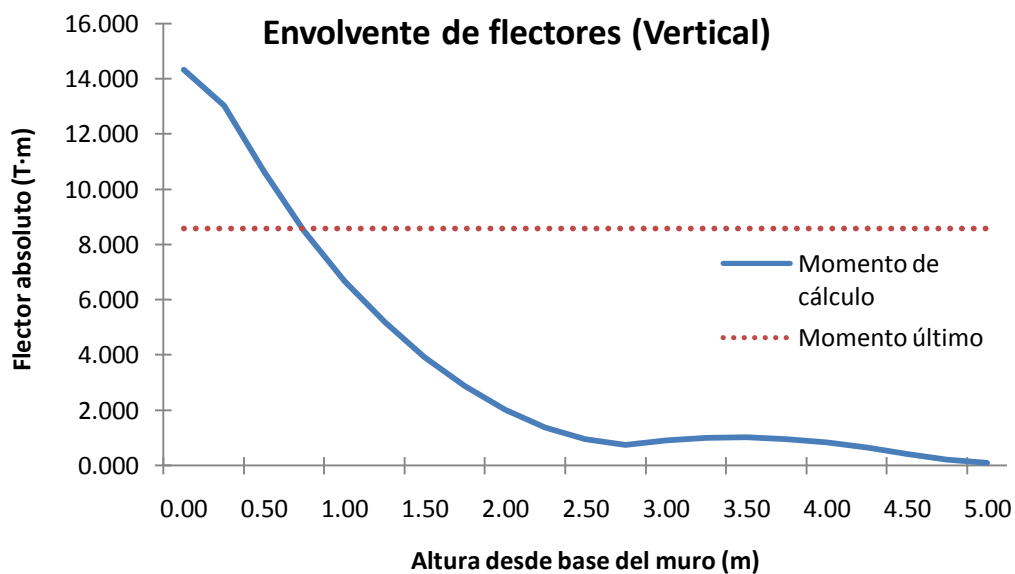
	Vertical				
	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)
parrilla base	14	4	236	26,772	26,772
complemento en base del muro	16	4	-	34,967	0,000
total en base del muro			110	61,739	26,772
CUMPLE					

	Horizontal				
	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)
parrilla base	16	4	234	34,967	34,967
complemento en extremos muro	-	-	-	-	-
total en extremos del muro			234	34,967	34,967
CUMPLE					

Cortes en la armadura longitudinal

Vertical					
cara de tracción		cara de compresión		esfuerzo resistido	longitud de anclaje
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	M_u (T·m)	$l_{bl} + decalaje$ (mm)
14	4	14	4	8,567	760

Horizontal					
cara de tracción		cara de tracción		cara de tracción	cara de tracción
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	M_u (T·m)	$l_{bl} + decalaje$ (mm)
-	-	-	-	-	-



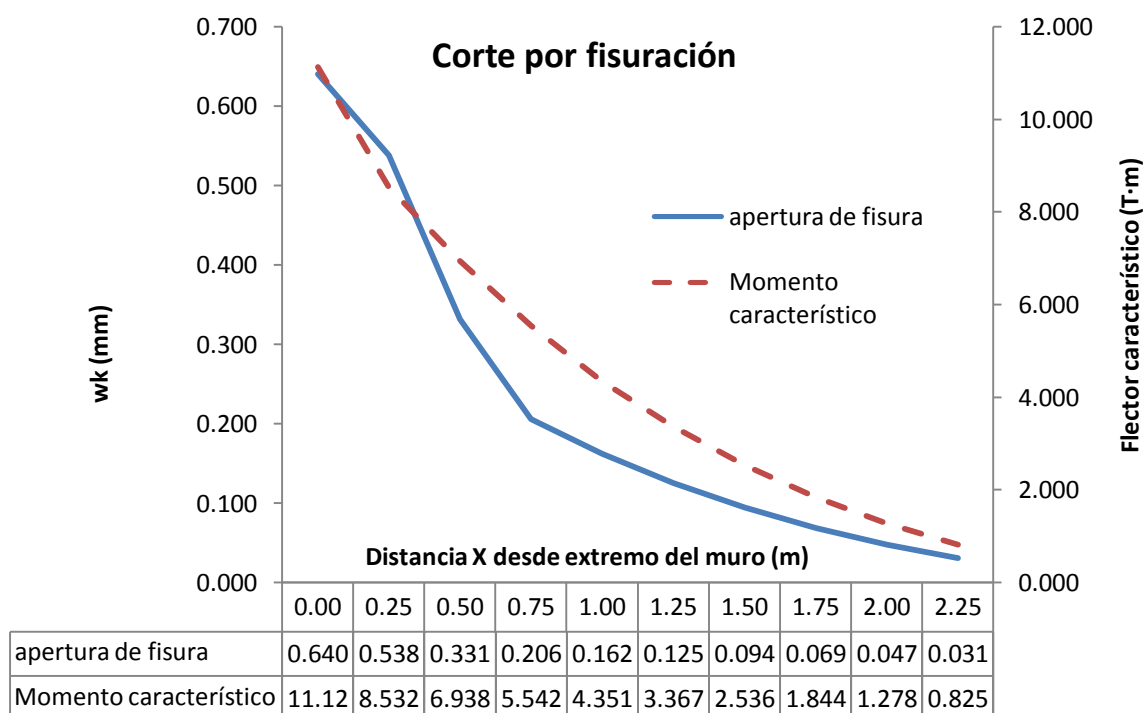
Fisuración

	Esfuerzos característicos	
	$M_K(-)$ (T·m)	$M_K(+)$ (T·m)
vertical	11,123	4,067
horizontal	6,232	4,543

	Armadura en tracción						
	parrilla base			complemento			total
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	A_s (mm ²)
vertical	14	4	615,752	16	4	804,248	1420,000
horizontal	16	4	804,248	-	-	-	804,248

$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)			
	vertical		horizontal	
	parrilla base	base del muro	parrilla base	extremos muro
M_{fis} (T.m)	6.840	6.840	6.840	6.840
σ_s (N/mm ²)	229.32	271.99	207.67	284.88
σ_{sr} (N/mm ²)	385.70	167.25	312.67	312.67
ϵ_{sm}	0.000437	0.001050	0.000396	0.000543
c (mm)	33	33	52	52
s (mm)	210	110	234	234
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	21000	138000	100000	172000
s_m (mm)	203.493	165.746	250.272	321.892
w_k (mm)	0.151	0.296	0.168	0.297
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Corte en la armadura vertical por fisuración



Flecha

	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	8.849	6.940
Extremo final	-	-
Centro	-	-

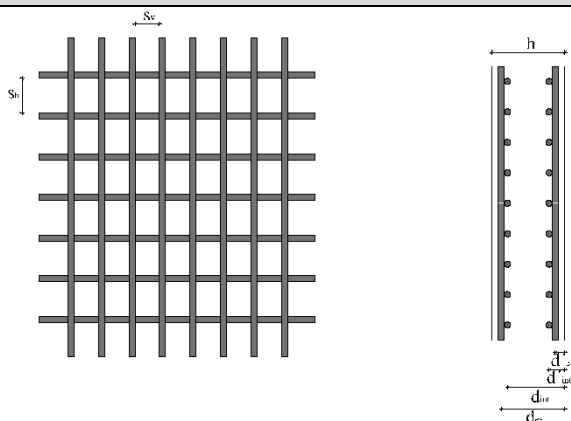
	Armadura en tracción						
	parrilla base			complemento			total
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	A_s (mm ²)
Extremo inicial	14	4	615,752	16	4	804,248	1420,000
Extremo final	-	-	-	-	-	-	-
Centro	-	-	-	-	-	-	-

	Armadura en compresión						
	parrilla base			complemento			total
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	A_s (mm ²)
Extremo inicial	14	4	615,752	-	-	-	615,752
Extremo final	-	-	-	-	-	-	-
Centro	-	-	-	-	-	-	-

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0039	-	-	0.0039	-	-
ρ_2	0.0017	-	-	0.0017	-	-
n	7.702	-	-	7.702	-	-
X (mm)	76.517	-	-	76.517	-	-
I_f (m ⁴)	0.001035	-	-	0.001035	-	-
M_f (T·m)	8.208	-	-	8.208	-	-
I_s (m ⁴)	0.004465	-	-	0.005333	-	-
I_e (m ⁴)	0.004465			0.005333		

Cálculo de la flecha							
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{min}$
permanente	0.0018	0.0018	1.842	0.0033	0.0052		
sobrecarga		0.0012	-	-	0.0012	4322	500
totales	0.0025	0.0030			0.0063	793	300
CUMPLE							

Muro D



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'_{ext} (mm)	d_{ext} (mm)	d'_{int} (mm)	d_{int} (mm)	I_b (m ⁴)	W_b (m ³)
1000	400	40	360	60	340	0,00533	0,026

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f_{ck} (N/mm ²)	25
f_{cd} (N/mm ²)	16,7
E_c (N/mm ²)	27264,0418
U_{0ext} (T)	510,000
U_{0int} (T)	481,667
$f_{ct,m}$ (N/mm ²)	2,56
$f_{ct,m,fl}$ (N/mm ²)	3,08

Acero	
γ_s	1,15
f_{yk} (N/mm ²)	500
f_{yd} (N/mm ²)	434,8
E_s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
vertical	horizontal

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	$M_d(-)$ (T·m)	$M_d(+)$ (T·m)
vertical	22,399	11,014
horizontal	11,349	7,210

Armadura longitudinal

	Vertical			
	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0009$
Cuantías límite				
parrilla base	34,420	34,420	25,650	15,652
base del muro	66,564	0,000	25,650	15,652

	Horizontal			
	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0032$
Cuantías límite				
parrilla base	25,749	25,749	25,650	27,826
extremos del muro	34,624	0,000	25,650	27,826

Límites de separación transversal de las barras				
$s_{L,mín,\phi=25mm}$ (mm)	$s_{L,mín,\phi=20mm}$ (mm)	$s_{L,mín,\phi=16mm}$ (mm)	$s_{L,mín,\phi=14mm}$ (mm)	$s_{L,máx}$ (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

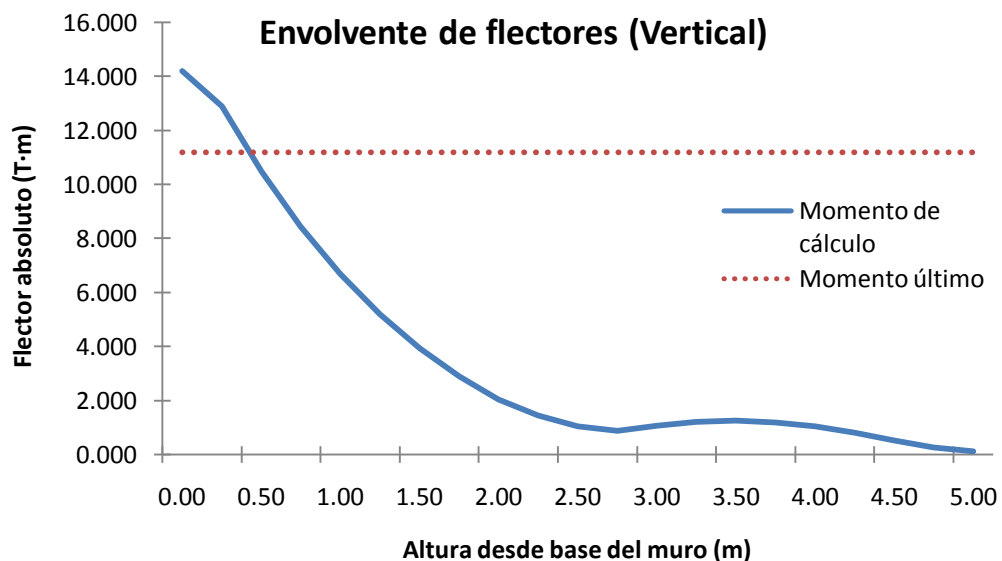
	Vertical				
	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)
parrilla base	16	4	234	34,967	34,967
complemento en base del muro	20	4	-	54,636	0,000
total en base del muro			107	89,604	34,967
CUMPLE					

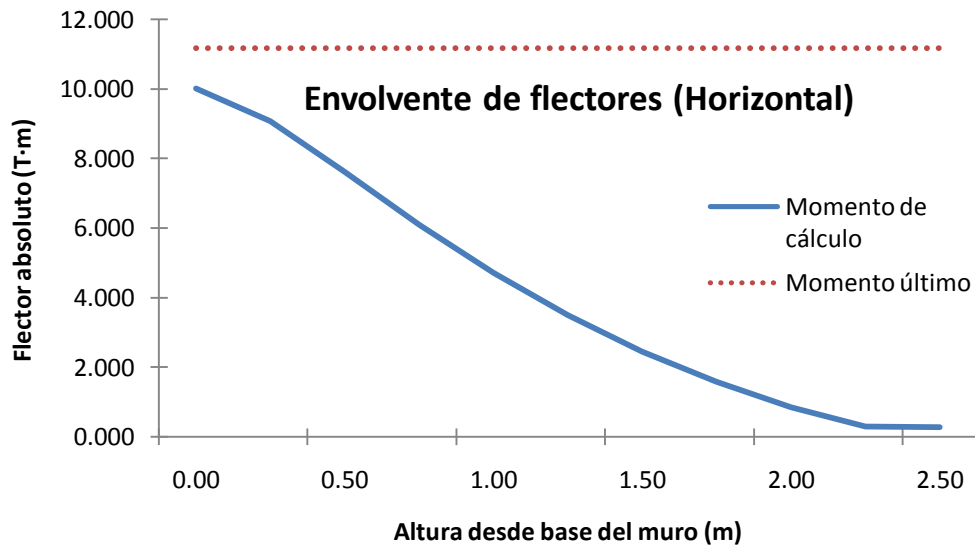
	Horizontal				
	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)
parrilla base	16	4	234	34,967	34,967
complemento en extremos muro	10	4	-	13,659	-
total en extremos del muro			234	48,626	34,967
CUMPLE					

Cortes en la armadura longitudinal

Vertical					
cara de tracción		cara de compresión		esfuerzo resistido	longitud de anclaje
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	M_u (T·m)	$l_{bl} + \text{decalaje}$ (mm)
16	4	16	4	11,190	960

Horizontal*					
cara de tracción		cara de tracción		cara de tracción	cara de tracción
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	M_u (T·m)	$l_{bl} + \text{decalaje}$ (mm)
16	4	16	4	11,190	698





*la armadura complementaria es necesaria para cumplir a fisuración

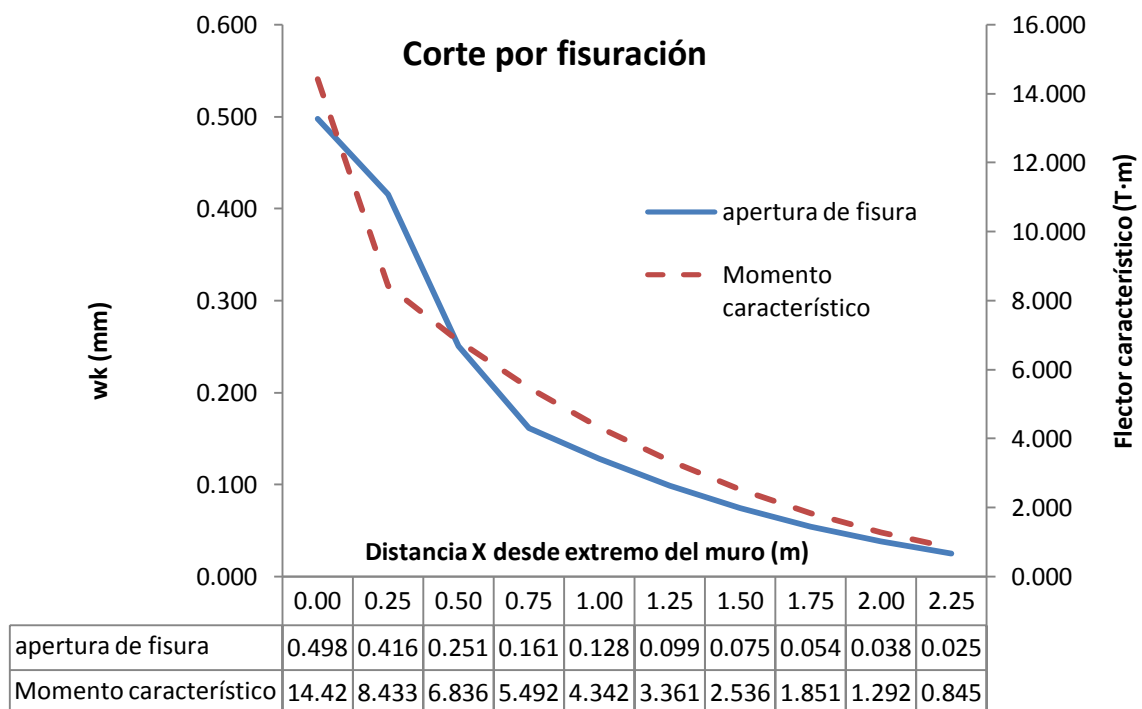
Fisuración

	Esfuerzos característicos	
	$M_K(-)$ (T·m)	$M_K(+)$ (T·m)
vertical	14,427	6,966
horizontal	7,403	4,601

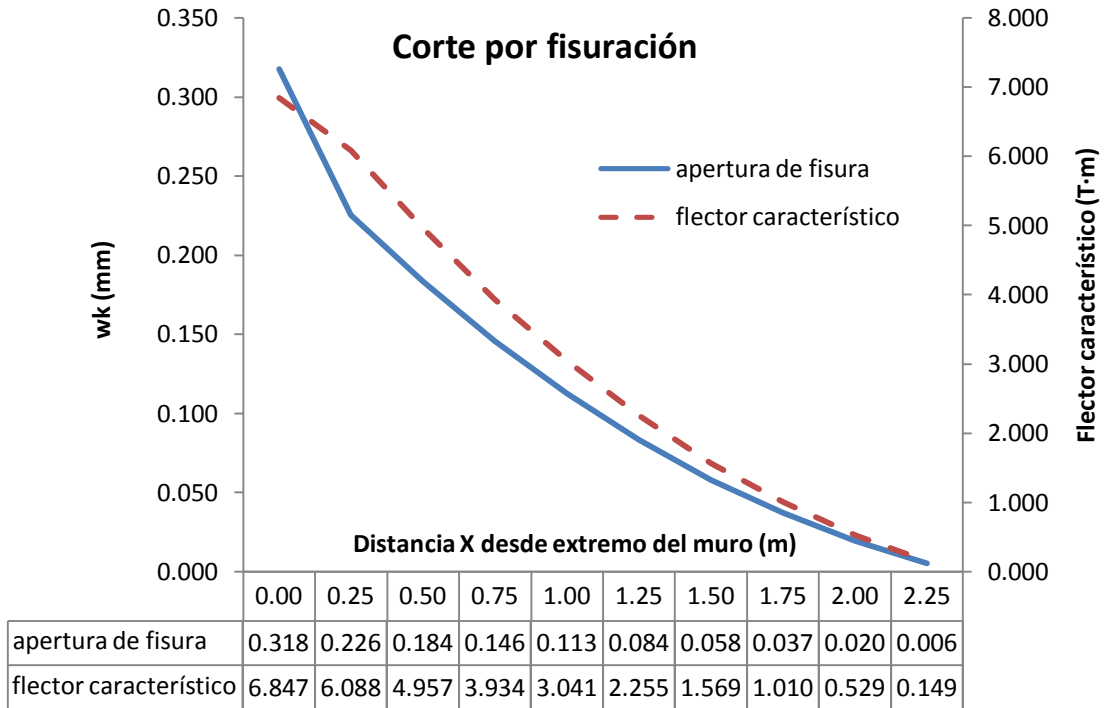
	Armadura en tracción						
	parrilla base			complemento			total
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	A_s (mm ²)
vertical	16	4	804,248	20	4	1256,637	2060,885
horizontal	16	4	804,248	10	4	314,159	1118,407

$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)			
	vertical		horizontal	
	parrilla base	base del muro	parrilla base	extremos muro
M_{fis} (T.m)	6.840	6.840	6.840	6.840
σ_s (N/mm ²)	300.76	243.07	210.32	243.36
σ_{sr} (N/mm ²)	295.30	115.24	312.67	224.84
ϵ_{sm}	0.000742	0.001027	0.000401	0.000664
c (mm)	32	32	52	55
s (mm)	234	107	234	112
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	100000	152000	100000	175000
s_m (mm)	210.272	159.155	250.272	257.578
w_k (mm)	0.265	0.278	0.170	0.291
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Cortes en la armadura vertical por fisuración



Cortes en la armadura horizontal por fisuración



Flecha

	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	8.579	6.700
Extremo final	-	-
Centro	-	-

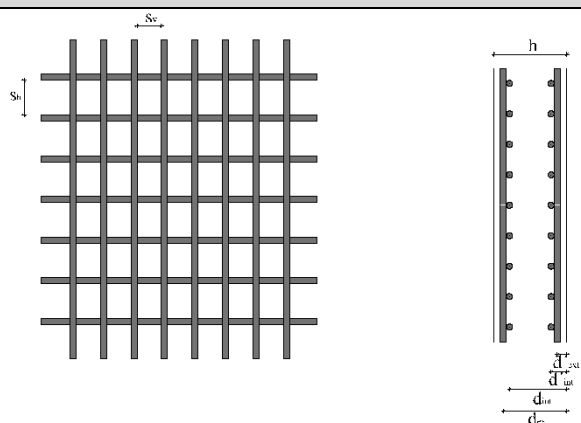
	Armadura en tracción						
	parrilla base			complemento			total
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	A_s (mm ²)
Extremo inicial	16	4	804,248	20	4	1256,637	2060,885
Extremo final	-	-	-	-	-	-	-
Centro	-	-	-	-	-	-	-

	Armadura en compresión						
	parrilla base			complemento			total
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	A_s (mm ²)
Extremo inicial	16	4	804,248	-	-	-	804,248
Extremo final	-	-	-	-	-	-	-
Centro	-	-	-	-	-	-	-

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0057	-	-	0.0057	-	-
ρ_2	0.0022	-	-	0.0022	-	-
n	7.702	-	-	7.702	-	-
X (mm)	89.340	-	-	89.340	-	-
I_f (m ⁴)	0.001416	-	-	0.001416	-	-
M_f (T·m)	8.208	-	-	8.208	-	-
I_s (m ⁴)	0.004847	-	-	0.005333	-	-
I_e (m ⁴)	0.004847			0.005333		

cargas	Cálculo de la flecha							
	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{\min}$	
permanente	0.0017	0.0017	1.799	0.0031	0.0048			
sobrecarga		0.0009	-	-	0.0009	5685	500	
totales	0.0024	0.0026			0.0057	880	300	
CUMPLE								

Muro E



Características geométricas

b (mm)	h (mm)	d'_{ext} (mm)	d_{ext} (mm)	d'_{int} (mm)	d_{int} (mm)	I_b (m ⁴)	W_b (m ³)
1000	400	40	360	60	340	0,00533	0,026

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f_{ck} (N/mm ²)	25
f_{cd} (N/mm ²)	16,7
E_c (N/mm ²)	27264,0418
U_{0ext} (T)	510,000
U_{0int} (T)	481,667
$f_{ct,m}$ (N/mm ²)	2,56
$f_{ct,m,fl}$ (N/mm ²)	3,08

Acero	
γ_s	1,15
f_{yk} (N/mm ²)	500
f_{yd} (N/mm ²)	434,8
E_s (N/mm ²)	210000

Armado Exterior	Armado Interior
vertical	horizontal

Esfuerzos de cálculo

Esfuerzos	$M_d(-)$ (T·m)	$M_d(+)$ (T·m)
vertical	10,543	
horizontal	4,321	

Armadura longitudinal

Cuantías límite	Vertical			
	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0009$
parrilla base			25,650	15,652
base del muro	30,178	0,000	25,650	15,652

Cuantías límite	Horizontal			
	cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0032$
parrilla base	15,433	15,433	25,650	27,826
extremos del muro				

Límites de separación transversal de las barras				
$s_{L,mín,\phi=25mm}$ (mm)	$s_{L,mín,\phi=20mm}$ (mm)	$s_{L,mín,\phi=16mm}$ (mm)	$s_{L,mín,\phi=14mm}$ (mm)	$s_{L,máx}$ (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

	Vertical				
	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)*
parrilla base	14	4	236	26,772	0,000
complemento en base del muro	10	4	-	13,659	0,000
total en base del muro			113	40,431	0,000
CUMPLE					

*Se recomienda colocar en la cara de compresión un 30% de el armado en la cara de tracción

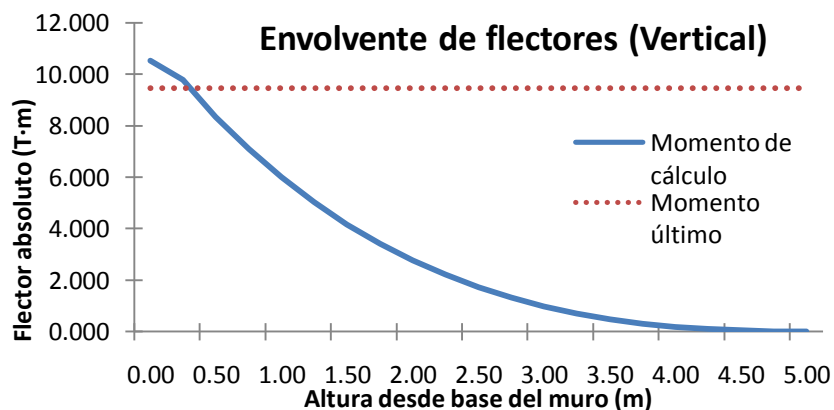
Armado vertical en cara de compresión				
ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s2} (T)	$0,3U_{s1}$ (T)
10	4	240	13,659	12,129
CUMPLE				

	Horizontal				
	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)
parrilla base	16	4	234	34,967	34,967
complemento en extremos muro					
total en extremos del muro			234	34,967	34,967
CUMPLE					

Cortes en la armadura longitudinal

Vertical					
cara de tracción		cara de compresión		esfuerzo resistido	longitud de anclaje
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	M_u (T·m)	$l_{bl} + \text{decalaje}$ (mm)
14	4	10	4	9,447	610

Horizontal					
cara de tracción		cara de tracción		cara de tracción	cara de tracción
ϕ (mm)	n	ϕ (mm)	n	M_u (T·m)	$l_{bl} + \text{decalaje}$ (mm)
-	-	-	-	-	-



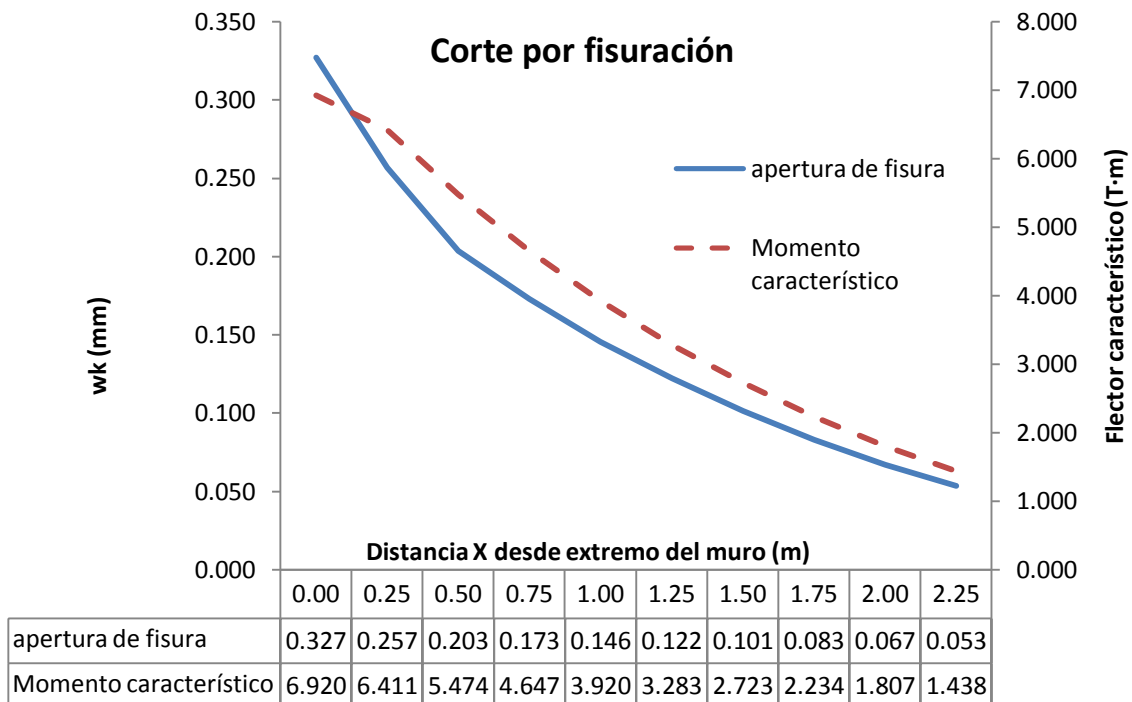
Fisuración

	Esfuerzos característicos	
	$M_K(-)$ (T·m)	$M_K(+)$ (T·m)
vertical	6,920	
horizontal	2,829	

	Armadura en tracción						
	parrilla base			complemento			total
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	A_s (mm ²)
vertical	14	4	615,752	10	4	314,159	929,911
horizontal	16	4	804,248				804,248

$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)			
	vertical		horizontal	
	parrilla base	base del muro	parrilla base	extremos muro
M_{fis} (T.m)		6.840	6.840	
σ_s (N/mm ²)		258.39	129.31	
σ_{sr} (N/mm ²)		255.40	312.67	
ϵ_{sm}		0.000629	0.000246	
c (mm)		35	52	
s (mm)		113	234	
$A_{c,eficaz}$ (mm ²)		140000	100000	
s_m (mm)		197.986	250.272	
w_k (mm)		0.212	0.105	
$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$		CUMPLE	CUMPLE	

Cortes en la armadura vertical por fisuración



Flecha

	Esfuerzos característicos	
	cargas totales	sólo carga permanente
	M_k (T·m)	M_{kp} (T·m)
Extremo inicial	8.541	5.289
Extremo final	-	-
Centro	-	-

	Armadura en tracción						
	parrilla base			complemento			total
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	A_s (mm ²)
Extremo inicial				16	5	1005,310	1005,310
Extremo final				-	-	-	-
Centro				-	-	-	-

	Armadura en compresión						
	parrilla base			complemento			total
	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	A_s (mm ²)
Extremo inicial				10	4	314,159	314,159
Extremo final				-	-	-	-
Centro				-	-	-	-

	Cálculo del momento de inercia equivalente de la viga (I_e)					
	cargas totales			sólo carga permanente		
	Extremo inicial	Extremo final	Centro	Extremo inicial	Extremo final	Centro
ρ_1	0.0026	-	-	0.0026	-	-
ρ_2	0.0009	-	-	0.0009	-	-
n	7.702	-	-	7.702	-	-
X (mm)	64.191	-	-	64.191	-	-
I_f (m ⁴)	0.000715	-	-	0.000715	-	-
M_f (T·m)	8.208	-	-	8.208	-	-
I_s (m ⁴)	0.004814	-	-	0.005333	-	-
I_e (m ⁴)	0.004814			0.005333		

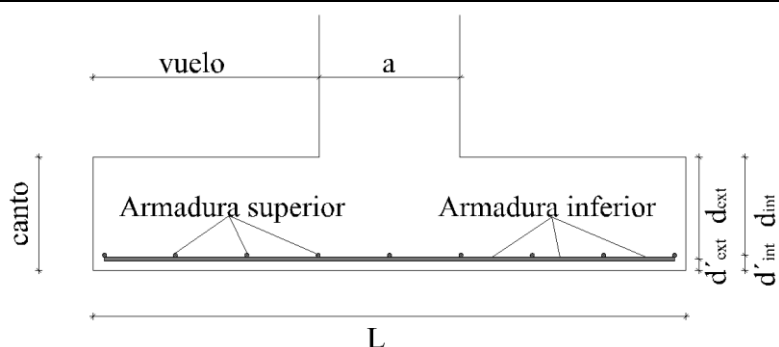
Cálculo de la flecha							
cargas	f_{IDEAS} (m)	f_{inst} (m)	λ	f_{dif} (m)	f_{tot} (m)	L/f_{tot}	$(L/f_{tot})_{\min}$
permanente	0.0019	0.0019	1.916	0.0036	0.0055		
sobrecarga		0.0010	-	-	0.0010	5107	500
totales	0.0026	0.0029			0.0065	774	300
CUMPLE							

**ANEXO IX.
CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN.**

A continuación se detallan los resultados del dimensionamiento y comprobación de la cimentación:

- Zapatas aisladas
- Zapatas continuas bajo muros

Zapatas aisladas



Características geométricas

Dimensiones de la zapata				
Zapata	canto (m)	vuelo (m)	a (m)	L (m)
Z1	0.400	0.800	0.500	2.100
Z2	0.400	0.800	0.500	2.100
Z3	0.400	0.800	0.500	2.100
Z4	0.400	0.800	0.500	2.100
Z5	0.400	0.800	0.500	2.100
Z6	0.400	0.800	0.500	2.100
Z7	0.400	0.800	0.500	2.100
Z8	0.400	0.800	0.500	2.100
Z9	0.400	0.800	0.500	2.100
Z10	0.400	0.800	0.500	2.100
Z11	0.400	0.800	0.500	2.100
Z12	0.400	0.800	0.500	2.100
Z13	0.650	1.300	0.500	3.100
Z14	0.550	1.100	0.500	2.700
Z15	0.450	0.900	0.500	2.300
Z16	0.400	0.800	0.500	2.100
Z17	0.400	0.800	0.500	2.100
Z18	0.400	0.800	0.500	2.100
Z19	0.450	0.900	0.500	2.300
Z20	0.400	0.800	0.500	2.100
Z21	0.400	0.800	0.500	2.100
Z22	0.400	0.800	0.500	2.100
Z23	0.400	0.800	0.500	2.100
Z24	0.400	0.800	0.500	2.100
Z25	0.450	0.900	0.500	2.300
Z26	0.550	1.100	0.500	2.700
Z27	0.400	0.800	0.500	2.100
Z28	0.450	0.900	0.500	2.300
Z29	0.400	0.800	0.400	2.000

Zapata	d'_{ext} (mm)	d_{ext} (mm)	d'_{int} (mm)	d_{int} (mm)	W_b (m ³)
Z1	40	360	60	340	0.056
Z2	40	360	61	339	0.056
Z3	40	360	61	339	0.056
Z4	40	360	60	340	0.056
Z5	40	360	60	340	0.056
Z6	40	360	60	340	0.056
Z7	40	360	60	340	0.056
Z8	40	360	60	340	0.056
Z9	40	360	60	340	0.056
Z10	40	360	60	340	0.056
Z11	40	360	60	340	0.056
Z12	40	360	61	339	0.056
Z13	40	610	65	585	0.218
Z14	40	510	63	487	0.136
Z15	40	410	61	389	0.078
Z16	40	360	60	340	0.056
Z17	40	360	60	340	0.056
Z18	40	360	61	339	0.056
Z19	40	410	61	389	0.078
Z20	40	360	60	340	0.056
Z21	40	360	60	340	0.056
Z22	40	360	60	340	0.056
Z23	40	360	60	340	0.056
Z24	40	360	60	340	0.056
Z25	40	410	61	389	0.078
Z26	40	510	65	485	0.136
Z27	40	360	60	340	0.056
Z28	40	410	61	389	0.078
Z29	40	360	60	340	0.053

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f_{ck} (N/mm ²)	25
f_{cd} (N/mm ²)	16,7
E_c (N/mm ²)	27264,0418
$f_{ct,m}$ (N/mm ²)	2,56

Acero	
γ_s	1,15
f_{yk} (N/mm ²)	500
f_{yd} (N/mm ²)	434,8
E_s (N/mm ²)	210000

Terreno	
σ_{adm} (T/m ²)	$1,25 \cdot \sigma_{adm}$ (T/m ²)
20	25

Zapata	U_{0ext} (T)	U_{0int} (T)	M_{limext} (T)	M_{limint} (T)	$f_{ct,m,fl,ext}$ (N/mm ²)	$f_{ct,m,fl,int}$ (N/mm ²)
Z1	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z2	1071.000	1008.525	144.585	128.209	3.08	3.08
Z3	1071.000	1008.525	144.585	128.209	3.08	3.08
Z4	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z5	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z6	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z7	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z8	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z9	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z10	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z11	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z12	1071.000	1008.525	144.585	128.209	3.08	3.08
Z13	2678.917	2569.125	612.802	563.602	2.56	2.56
Z14	1950.750	1862.775	373.081	340.189	2.69	2.69
Z15	1335.917	1267.492	205.397	184.895	2.95	2.95
Z16	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z17	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z18	1071.000	1008.525	144.585	128.209	3.08	3.08
Z19	1335.917	1267.492	205.397	184.895	2.95	2.95
Z20	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z21	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z22	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z23	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z24	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z25	1335.917	1267.492	205.397	184.895	2.95	2.95
Z26	1950.750	1855.125	373.081	337.401	2.69	2.69
Z27	1071.000	1011.500	144.585	128.966	3.08	3.08
Z28	1335.917	1267.492	205.397	184.895	2.95	2.95
Z29	1020.000	963.333	137.700	122.825	3.08	3.08

Hundimiento

Zapata	Esfuerzos de cálculo						Excentricidad	
	N(t)	V _x (t)	V _y (t)	M _x (t·m)	M _y (t·m)	P _z (t)	e _x (m)	e _y (m)
Z1	31.989	1.797	1.269	2.580	2.939	4.410	0.085	0.100
Z2	62.573	0.301	2.458	4.517	1.255	4.410	0.082	0.021
Z3	59.529	0.289	2.483	4.562	1.221	4.410	0.087	0.021
Z4	41.889	0.788	1.530	3.494	1.744	4.410	0.089	0.044
Z5	43.887	1.545	2.844	5.020	2.405	4.410	0.127	0.063
Z6	42.169	0.301	1.376	3.071	1.346	4.410	0.078	0.031
Z7	40.210	0.304	1.557	3.798	1.278	4.410	0.099	0.031
Z8	21.829	0.657	1.222	2.793	1.502	4.410	0.125	0.067
Z9	44.865	0.226	1.157	3.581	1.069	4.410	0.082	0.024
Z10	38.485	0.304	0.909	3.105	1.325	4.410	0.081	0.034
Z11	55.498	0.536	0.782	2.729	1.851	4.410	0.051	0.034
Z12	63.752	3.112	0.923	3.151	4.779	4.410	0.052	0.088
Z13	149.328	0.432	1.540	5.025	1.821	15.616	0.037	0.013
Z14	108.942	0.410	0.719	2.692	1.486	10.024	0.026	0.014
Z15	73.335	1.090	2.208	5.355	2.532	5.951	0.080	0.038
Z16	35.255	0.670	0.579	2.370	2.293	4.410	0.066	0.065
Z17	38.248	1.607	0.600	2.454	2.527	4.410	0.063	0.074
Z18	66.983	0.928	2.750	7.073	2.245	4.410	0.114	0.037
Z19	82.595	0.807	0.607	2.201	2.023	5.951	0.028	0.027
Z20	41.813	0.333	0.745	2.351	1.312	4.410	0.057	0.031
Z21	39.481	0.299	0.730	2.392	1.252	4.410	0.061	0.031
Z22	55.492	0.543	0.824	2.872	1.885	4.410	0.053	0.035
Z23	40.043	0.303	1.807	3.967	1.291	4.410	0.106	0.032
Z24	21.732	1.037	0.954	2.662	1.807	4.410	0.116	0.085
Z25	70.063	0.765	2.339	2.619	1.150	5.951	0.048	0.020
Z26	107.672	2.017	4.230	7.378	2.321	10.024	0.082	0.029
Z27	54.320	1.188	0.048	0.244	5.465	4.410	0.004	0.101
Z28	72.430	2.113	0.155	0.581	6.840	5.951	0.008	0.099
Z29	5.314	-	-	-	-	4.000	0.000	0.000

Tensión del terreno bajo cada esquina de la zapata (distribución trapezoidal de tensiones)					
Zapata	σ_1 (T/m ²)	σ_2 (T/m ²)	σ_3 (T/m ²)	σ_4 (T/m ²)	$\sigma_i < 1,25 \cdot \sigma_{adm}$
Z1	12.624	7.884	3.884	8.623	CUMPLE
Z2	19.644	17.861	10.734	12.517	CUMPLE
Z3	18.964	17.231	10.033	11.766	CUMPLE
Z4	14.493	11.825	6.504	9.172	CUMPLE
Z5	16.899	12.982	5.004	8.921	CUMPLE
Z6	13.859	11.958	7.265	9.166	CUMPLE
Z7	13.888	12.076	6.347	8.160	CUMPLE
Z8	9.220	6.932	2.680	4.968	CUMPLE
Z9	14.544	13.042	7.803	9.305	CUMPLE
Z10	12.911	11.036	6.542	8.417	CUMPLE
Z11	16.893	14.217	10.276	12.952	CUMPLE
Z12	21.640	13.835	9.273	17.078	CUMPLE
Z13	18.801	17.954	15.527	16.374	CUMPLE

Zapata	σ_1 (T/m ²)	σ_2 (T/m ²)	σ_3 (T/m ²)	σ_4 (T/m ²)	$\sigma_i < 1,25 \cdot \sigma_{adm}$
Z14	17.782	16.738	14.856	15.900	CUMPLE
Z15	19.609	16.628	10.367	13.348	CUMPLE
Z16	12.339	9.021	5.649	8.968	CUMPLE
Z17	13.472	9.365	5.874	9.981	CUMPLE
Z18	23.179	19.789	9.199	12.589	CUMPLE
Z19	19.135	16.782	14.341	16.695	CUMPLE
Z20	13.134	11.261	7.829	9.701	CUMPLE
Z21	12.581	10.803	7.325	9.102	CUMPLE
Z22	17.019	14.296	10.147	12.870	CUMPLE
Z23	14.034	12.204	6.126	7.956	CUMPLE
Z24	9.339	6.461	2.517	5.395	CUMPLE
Z25	16.917	15.443	11.822	13.295	CUMPLE
Z26	20.149	18.057	12.141	14.232	CUMPLE
Z27	17.337	9.639	9.298	16.996	CUMPLE
Z28	18.980	11.296	10.654	18.338	CUMPLE
Z29	2.329	2.329	2.329	2.329	CUMPLE

Armadura longitudinal

	Armadura exterior				
	Esfuerzos	Cuantías límite			
		cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
Zapata	M_d (T·m)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0009$
Z1	14.951	42.369	0.000	53.864	32.870
Z2	23.980	68.823	0.000	53.864	32.870
Z3	23.106	66.231	0.000	53.864	32.870
Z4	17.355	49.346	0.000	53.864	32.870
Z5	20.451	58.400	0.000	53.864	32.870
Z6	16.540	46.974	0.000	53.864	32.870
Z7	16.578	47.084	0.000	53.864	32.870
Z8	10.572	29.782	0.000	53.864	32.870
Z9	17.422	49.539	0.000	53.864	32.870
Z10	15.321	43.439	0.000	53.864	32.870
Z11	20.443	58.376	0.000	53.864	32.870
Z12	26.548	76.474	0.000	53.864	32.870
Z13	80.532	253.765	0.000	107.675	78.848
Z14	48.928	145.841	0.000	83.321	58.109
Z15	32.332	93.930	0.000	63.603	40.500
Z16	14.585	41.311	0.000	53.864	32.870
Z17	16.042	45.529	0.000	53.864	32.870
Z18	28.528	82.415	0.000	53.864	32.870
Z19	31.503	91.409	0.000	63.603	40.500
Z20	15.607	44.267	0.000	53.864	32.870
Z21	14.896	42.208	0.000	53.864	32.870
Z22	20.605	58.853	0.000	53.864	32.870
Z23	16.764	47.627	0.000	53.864	32.870
Z24	10.726	30.222	0.000	53.864	32.870
Z25	27.622	79.693	0.000	63.603	40.500
Z26	55.986	168.822	0.000	83.321	58.109
Z27	21.013	60.053	0.000	53.864	32.870
Z28	31.231	90.584	0.000	63.603	40.500
Z29	1,572	4.376	0.000	51.299	31.304

	Armadura interior				
	Esfuerzos	Cuantías límite			
		cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
Zapata	M_d (T·m)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0009$
Z1	14.951	44.973	0.000	53.864	32.870
Z2	23.980	73.177	0.000	53.864	32.870
Z3	23.106	70.409	0.000	53.864	32.870
Z4	17.355	52.402	0.000	53.864	32.870
Z5	20.451	62.052	0.000	53.864	32.870
Z6	16.540	49.876	0.000	53.864	32.870
Z7	16.578	49.993	0.000	53.864	32.870
Z8	10.572	31.588	0.000	53.864	32.870
Z9	17.422	52.608	0.000	53.864	32.870

Zapata	M_d (T·m)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0009$
Z10	15.321	46.113	0.000	53.864	32.870
Z11	20.443	62.027	0.000	53.864	32.870
Z12	26.548	81.353	0.000	53.864	32.870
Z13	80.532	273.960	0.000	107.675	78.848
Z14	48.928	155.924	0.000	83.321	58.109
Z15	32.332	100.041	0.000	63.603	40.500
Z16	14.585	43.848	0.000	53.864	32.870
Z17	16.042	48.338	0.000	53.864	32.870
Z18	28.528	87.708	0.000	53.864	32.870
Z19	31.503	97.339	0.000	63.603	40.500
Z20	15.607	46.994	0.000	53.864	32.870
Z21	14.896	44.803	0.000	53.864	32.870
Z22	20.605	62.536	0.000	53.864	32.870
Z23	16.764	50.571	0.000	53.864	32.870
Z24	10.726	32.056	0.000	53.864	32.870
Z25	27.622	84.795	0.000	63.603	40.500
Z26	55.986	180.828	0.000	83.321	58.109
Z27	21.013	63.816	0.000	53.864	32.870
Z28	31.231	96.455	0.000	63.603	40.500
Z29	1.572	4.634	0.000	51.299	31,304

Límites de separación transversal de las barras

$s_{L,min,\phi=25mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=20mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=16mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=14mm}$ (mm)	$s_{L,max}$ (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Zapata	Armadura exterior				
	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)
Z1	14	9	239	60.237	0.000
Z2	16	8	273	69.935	0.000
Z3	16	8	273	69.935	0.000
Z4	14	9	239	60.237	0.000
Z5	14	9	239	60.237	0.000
Z6	14	9	239	60.237	0.000
Z7	14	9	239	60.237	0.000
Z8	14	9	239	60.237	0.000
Z9	14	9	239	60.237	0.000
Z10	14	9	239	60.237	0.000
Z11	14	9	239	60.237	0.000
Z12	16	9	237	78.676	0.000
Z13	25	12	250	256.108	0.000
Z14	20	11	243	150.250	0.000
Z15	16	11	207	96.160	0.000
Z16	14	9	239	60.237	0.000
Z17	14	9	239	60.237	0.000
Z18	16	10	209	87.418	0.000
Z19	16	11	207	96.160	0.000

Zapata	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)
Z20	14	9	239	60.237	0.000
Z21	14	9	239	60.237	0.000
Z22	14	9	239	60.237	0.000
Z23	14	9	239	60.237	0.000
Z24	14	9	239	60.237	0.000
Z25	16	10	231	87.418	0.000
Z26	20	13	199	177.568	0.000
Z27	14	9	239	60.237	0.000
Z28	16	11	207	96.160	0.000
Z29	14	8	261	53.544	0.000
CUMPLE					

Armadura interior					
Zapata	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)
Z1	14	9	239	60.237	0.000
Z2	16	9	237	78.676	0.000
Z3	16	9	237	78.676	0.000
Z4	14	9	239	60.237	0.000
Z5	16	8	273	69.935	0.000
Z6	14	9	239	60.237	0.000
Z7	14	9	239	60.237	0.000
Z8	14	9	239	60.237	0.000
Z9	14	9	239	60.237	0.000
Z10	14	9	239	60.237	0.000
Z11	16	8	273	69.935	0.000
Z12	16	10	209	87.418	0.000
Z13	25	13	227	277.450	0.000
Z14	20	12	219	163.909	0.000
Z15	20	8	298	109.273	0.000
Z16	14	9	239	60.237	0.000
Z17	14	9	239	60.237	0.000
Z18	16	11	187	96.160	0.000
Z19	20	8	298	109.273	0.000
Z20	14	9	239	60.237	0.000
Z21	14	9	239	60.237	0.000
Z22	16	8	273	69.935	0.000
Z23	14	9	239	60.237	0.000
Z24	14	9	239	60.237	0.000
Z25	16	10	231	87.418	0.000
Z26	20	14	182	191.227	0.000
Z27	16	8	273	69.935	0.000
Z28	20	8	298	109.273	0.000
Z29	14	8	261	53.544	0.000
CUMPLE					

Para evitar errores de montaje de la ferralla, se unifican las armaduras en ambas direcciones colocando como armadura exterior la obtenida como armadura interior, por ser ésta, la interior, más desfavorable.

Cortante

	Esfuerzo	Resistencia del hormigón sin armadura de cortante			
		Bielas de compresión		Tirantes	
Zapata	V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
Z1	17.966	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z2	28.878	355.950	CUMPLE	41.842	CUMPLE
Z3	27.825	355.950	CUMPLE	41.842	CUMPLE
Z4	20.855	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z5	24.574	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z6	19.875	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z7	19.920	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z8	12.704	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z9	20.934	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z10	18.410	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z11	24.564	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z12	31.970	355.950	CUMPLE	41.842	CUMPLE
Z13	60.912	906.750	CUMPLE	90.444	CUMPLE
Z14	43.448	657.450	CUMPLE	69.093	CUMPLE
Z15	34.759	447.350	CUMPLE	50.325	CUMPLE
Z16	17.526	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z17	19.277	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z18	34.355	355.950	CUMPLE	41.842	CUMPLE
Z19	33.868	447.350	CUMPLE	50.325	CUMPLE
Z20	18.754	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z21	17.899	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z22	24.759	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z23	20.145	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z24	12.889	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z25	29.696	447.350	CUMPLE	50.325	CUMPLE
Z26	49.878	654.750	CUMPLE	68.892	CUMPLE
Z27	25.250	357.000	CUMPLE	41.926	CUMPLE
Z28	33.576	447.350	CUMPLE	50.325	CUMPLE
Z29	1,956	340.000	CUMPLE	39.929	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADURA DE CORTANTE					

Punzonamiento

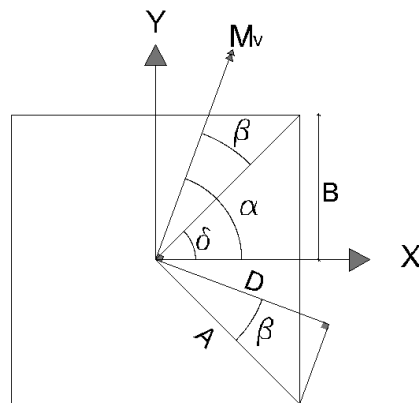
	Perímetro crítico	Canto útil	Cuantías geométricas		
		semisuma			
Zapata	u (mm)	d (mm)	ρ_x	ρ_y	ρ_l
Z1	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z2	6392	349.5	0.002	0.002	0.002
Z3	6392	349.5	0.002	0.002	0.002
Z4	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z5	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z6	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z7	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z8	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z9	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z10	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z11	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z12	6392	349.5	0.002	0.002	0.002
Z13	9508	597.5	0.003	0.003	0.003
Z14	8264	498.5	0.003	0.002	0.002
Z15	7020	399.5	0.002	0.002	0.002
Z16	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z17	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z18	6392	349.5	0.003	0.002	0.003
Z19	7334	424.5	0.002	0.002	0.002
Z20	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z21	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z22	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z23	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z24	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z25	7020	399.5	0.002	0.002	0.002
Z26	8252	497.5	0.003	0.003	0.003
Z27	6398	350.0	0.002	0.002	0.002
Z28	7020	399.5	0.002	0.002	0.002
Z29	5998	350.0	0.002	0.002	0.002

Zapata	$F_{sd}(T)$	$F_{sd} \cdot \beta (T)$ ($\beta = 1,15$)	$\tau_{sd} (N/mm^2)$	$\tau_{rd} (N/mm^2)$		$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$
				cálculo	mínimo	
Z1	51.183	58.861	0.263	0.338	0.582	CUMPLE
Z2	100.117	115.134	0.515	0.369	0.582	CUMPLE
Z3	95.246	109.533	0.490	0.369	0.582	CUMPLE
Z4	67.022	77.075	0.344	0.338	0.582	CUMPLE
Z5	70.219	80.752	0.361	0.355	0.582	CUMPLE
Z6	67.470	77.591	0.346	0.338	0.582	CUMPLE
Z7	64.336	73.986	0.330	0.338	0.582	CUMPLE
Z8	34.927	40.166	0.179	0.338	0.582	CUMPLE
Z9	71.785	82.552	0.369	0.338	0.582	CUMPLE
Z10	61.576	70.812	0.316	0.338	0.582	CUMPLE
Z11	88.796	102.116	0.456	0.355	0.582	CUMPLE
Z12	102.004	117.304	0.525	0.383	0.582	CUMPLE

Zapata	$F_{sd}(T)$	$F_{sd} \cdot \beta (T)$ ($\beta = 1,15$)	$\tau_{sd} (N/mm^2)$	$\tau_{rd} (N/mm^2)$		$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$
				cálculo	mínimo	
Z13	238.924	274.763	0.484	0.382	0.496	CUMPLE
Z14	174.306	200.452	0.487	0.368	0.522	CUMPLE
Z15	117.336	134.936	0.481	0.374	0.558	CUMPLE
Z16	56.408	64.869	0.290	0.338	0.582	CUMPLE
Z17	61.196	70.376	0.314	0.338	0.582	CUMPLE
Z18	107.173	123.248	0.552	0.389	0.582	CUMPLE
Z19	132.152	151.975	0.488	0.376	0.547	CUMPLE
Z20	66.901	76.936	0.344	0.338	0.582	CUMPLE
Z21	63.170	72.646	0.324	0.338	0.582	CUMPLE
Z22	88.787	102.105	0.456	0.355	0.582	CUMPLE
Z23	64.069	73.679	0.329	0.338	0.582	CUMPLE
Z24	34.772	39.988	0.179	0.338	0.582	CUMPLE
Z25	112.100	128.915	0.460	0.347	0.558	CUMPLE
Z26	172.275	198.116	0.483	0.383	0.522	CUMPLE
Z27	86.912	99.949	0.446	0.355	0.582	CUMPLE
Z28	115.888	133.271	0.475	0.374	0.558	CUMPLE
Z29	8.502	9.777	0.047	0.330	0.582	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADURA DE PUNZONAMIENTO						

Vuelco

Zapata	B (m)	A (m)	θ°	α°	β°	D(m)
Z1	1.050	1.485	45.0	49.8	4.8	1.480
Z2	1.050	1.485	45.0	14.0	31.0	1.273
Z3	1.050	1.485	45.0	13.5	31.5	1.267
Z4	1.050	1.485	45.0	26.6	18.4	1.409
Z5	1.050	1.485	45.0	26.2	18.8	1.405
Z6	1.050	1.485	45.0	22.0	23.0	1.367
Z7	1.050	1.485	45.0	17.6	27.4	1.318
Z8	1.050	1.485	45.0	28.3	16.7	1.422
Z9	1.050	1.485	45.0	16.0	29.0	1.299
Z10	1.050	1.485	45.0	22.6	22.4	1.373
Z11	1.050	1.485	45.0	34.2	10.8	1.459
Z12	1.050	1.485	45.0	59.7	14.7	1.436
Z13	1.550	2.192	45.0	19.2	25.8	1.974
Z14	1.350	1.909	45.0	29.0	16.0	1.835
Z15	1.150	1.626	45.0	25.5	19.5	1.533
Z16	1.050	1.485	45.0	44.5	0.5	1.485
Z17	1.050	1.485	45.0	49.6	4.6	1.480
Z18	1.050	1.485	45.0	17.8	27.2	1.320
Z19	1.150	1.626	45.0	44.0	1.0	1.626
Z20	1.050	1.485	45.0	28.6	16.4	1.425
Z21	1.050	1.485	45.0	27.1	17.9	1.413
Z22	1.050	1.485	45.0	33.3	11.7	1.454
Z23	1.050	1.485	45.0	16.8	28.2	1.308
Z24	1.050	1.485	45.0	36.1	8.9	1.467
Z25	1.150	1.626	45.0	22.1	22.9	1.499
Z26	1.350	1.909	45.0	19.5	25.5	1.723
Z27	1.050	1.485	45.0	87.5	42.5	1.095
Z28	1.150	1.626	45.0	85.2	40.2	1.242
Z29	No existen momentos flectores ni cortantes. NO PUEDE VOLCAR.					



Zapata	Esfuerzos de cálculo		$0,9M_E \geq 1,8M_V$	
	desestabilizador M_V (T·m)	estabilizador M_E (T·m)	M_E / M_V	$M_E / M_V > 2$
Z1	4.786	53.858	11.253	CUMPLE
Z2	5.670	85.295	15.044	CUMPLE
Z3	5.714	80.980	14.173	CUMPLE
Z4	4.593	65.248	14.205	CUMPLE
Z5	6.859	67.871	9.895	CUMPLE
Z6	3.908	63.690	16.299	CUMPLE
Z7	4.637	58.804	12.682	CUMPLE
Z8	3.726	37.316	10.015	CUMPLE
Z9	4.207	63.993	15.213	CUMPLE
Z10	3.758	58.909	15.675	CUMPLE
Z11	3.676	87.376	23.766	CUMPLE
Z12	6.977	97.905	14.033	CUMPLE
Z13	6.382	325.602	51.022	CUMPLE
Z14	3.530	218.340	61.848	CUMPLE
Z15	7.032	121.519	17.282	CUMPLE
Z16	3.651	58.898	16.132	CUMPLE
Z17	4.160	63.136	15.177	CUMPLE
Z18	8.582	94.250	10.983	CUMPLE
Z19	3.438	143.983	41.884	CUMPLE
Z20	3.017	65.849	21.824	CUMPLE
Z21	3.015	62.009	20.569	CUMPLE
Z22	3.830	87.095	22.739	CUMPLE
Z23	4.898	58.149	11.872	CUMPLE
Z24	3.768	38.354	10.178	CUMPLE
Z25	3.964	113.916	28.739	CUMPLE
Z26	10.293	202.757	19.699	CUMPLE
Z27	5.946	64.336	10.820	CUMPLE
Z28	7.818	97.331	12.449	CUMPLE
Z29	No existen momentos flectores ni cortantes. NO PUEDE VOLCAR.			

Deslizamiento

Zapata	Angulo de rozamiento	Esfuerzo de cálculo	Resistencia del terreno	$V_d \geq R_d/1,5$	
				R_d/V_d	$R_d/V_d \geq 1,5$
Z1	35	2.200	156.436	71.1	CUMPLE
Z2	35	2.477	287.877	116.2	CUMPLE
Z3	35	2.500	274.793	109.9	CUMPLE
Z4	35	1.721	198.981	115.6	CUMPLE
Z5	35	3.237	207.569	64.1	CUMPLE
Z6	35	1.409	200.185	142.1	CUMPLE
Z7	35	1.586	191.766	120.9	CUMPLE
Z8	35	1.387	112.770	81.3	CUMPLE
Z9	35	1.179	211.774	179.6	CUMPLE
Z10	35	0.959	184.352	192.3	CUMPLE
Z11	35	0.948	257.469	271.7	CUMPLE
Z12	35	3.246	292.945	90.3	CUMPLE
Z13	35	1.599	708.889	443.2	CUMPLE
Z14	35	0.828	511.284	617.4	CUMPLE
Z15	35	2.462	340.753	138.4	CUMPLE
Z16	35	0.886	170.471	192.5	CUMPLE
Z17	35	1.716	183.332	106.9	CUMPLE
Z18	35	2.902	306.829	105.7	CUMPLE
Z19	35	1.010	380.551	376.8	CUMPLE
Z20	35	0.816	198.655	243.3	CUMPLE
Z21	35	0.789	188.635	239.1	CUMPLE
Z22	35	0.987	257.443	260.8	CUMPLE
Z23	35	1.833	191.048	104.2	CUMPLE
Z24	35	1.409	112.354	79.7	CUMPLE
Z25	35	2.461	326.689	132.8	CUMPLE
Z26	35	4.686	505.828	107.9	CUMPLE
Z27	35	1.189	252.408	212.3	CUMPLE
Z28	35	2.119	336.864	159.0	CUMPLE
Z29	No existen flectores ni cortantes. NO PUEDE DESLIZAR.				

Fisuración

	Esfuerzo característico	Tensión en fibra más traccionada	Resistencia a flexo-tracción	$M_K/W_b \leq f_{ct,m,fl}$
Zapata	M_K (T·m)	M_K/W_b (N/mm ²)	$f_{ct,m,fl}$ (N/mm ²)	
Z1	9.344	1.669	3.08	CUMPLE
Z2	14.988	2.676	3.08	CUMPLE
Z3	14.441	2.579	3.08	CUMPLE
Z4	10.847	1.937	3.08	CUMPLE
Z5	12.782	2.282	3.08	CUMPLE
Z6	10.337	1.846	3.08	CUMPLE
Z7	10.361	1.850	3.08	CUMPLE
Z8	6.608	1.180	3.08	CUMPLE
Z9	10.888	1.944	3.08	CUMPLE
Z10	9.576	1.710	3.08	CUMPLE
Z11	12.777	2.282	3.08	CUMPLE
Z12	16.592	2.963	3.08	CUMPLE
Z13	50.333	2.306	2.56	CUMPLE
Z14	30.580	2.246	2.69	CUMPLE
Z15	20.207	2.603	2.95	CUMPLE
Z16	9.116	1.628	3.08	CUMPLE
Z17	10.026	1.790	3.08	CUMPLE
Z18	17.830	3.184	3.08	NO CUMPLE
Z19	19.689	2.536	2.95	CUMPLE
Z20	9.754	1.742	3.08	CUMPLE
Z21	9.310	1.662	3.08	CUMPLE
Z22	12.878	2.300	3.08	CUMPLE
Z23	10.478	1.871	3.08	CUMPLE
Z24	6.704	1.197	3.08	CUMPLE
Z25	17.264	2.224	2.95	CUMPLE
Z26	34.991	2.571	2.69	CUMPLE
Z27	13.133	2.345	3.08	CUMPLE
Z28	19.519	2.515	2.95	CUMPLE
Z29	0.983	0.184	3.08	CUMPLE

SE COMPRUEBAN A FISURACIÓN LAS ZAPATAS QUE NO CUMPLEN LA RELACIÓN ANTERIOR

Zapatas a comprobar a fisuración

Z18					
Armadura en tracción					
armadura exterior			armadura interior		
ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n	A_s (mm ²)
16	10	2010.619	16	11	2211.681

Cálculo de la abertura característica de fisura (w_k)		
armadura exterior	$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$	armadura interior
17.830	M_b (T.m)	17.830
17.237	M_{fis} (T.m)	17.237
307.91	σ_s (N/mm ²)	297.26
297.67	σ_{sr} (N/mm ²)	287.37
0.00078	ε_{sm}	0.00075
32	c (mm)	53
208	s (mm)	186
210000	$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	210000
189.245	s_m (mm)	218.360
0.251	w_k (mm)	0.281
CUMPLE	$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$	CUMPLE

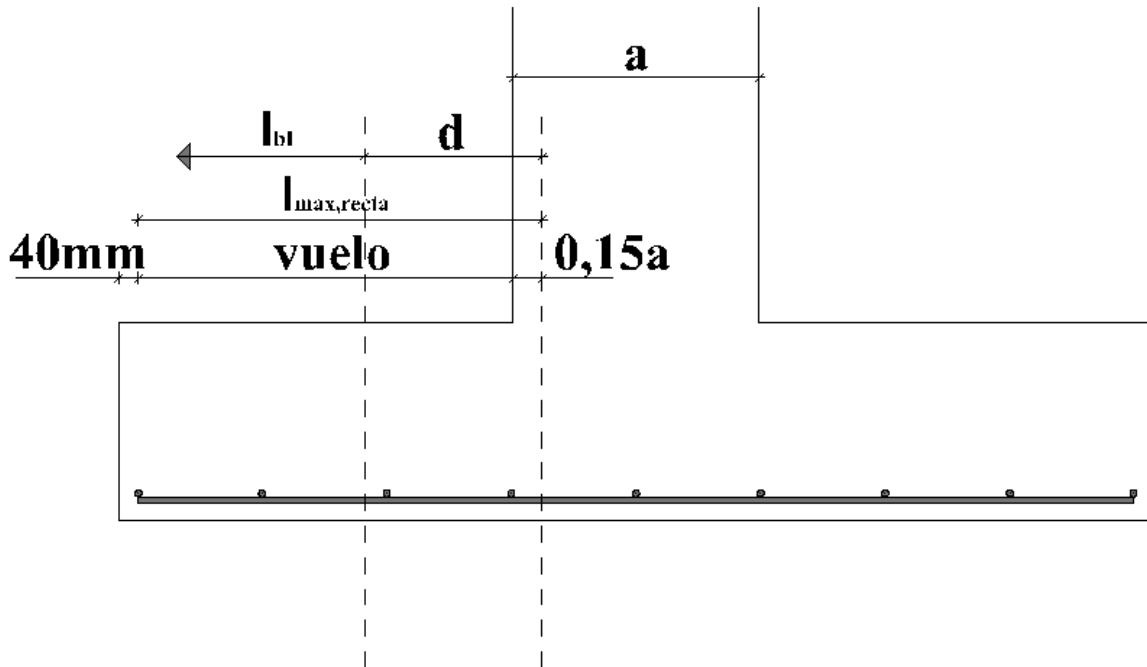
Anclaje de las armaduras								
		Armadura inferior						
		Anclaje por prolongación recta			Anclaje por patilla			
		$l_{max,recta} \geq l_{bl} + d$			$l_{max,recta} \geq l_{bl} + d$			
Zapata	$l_{max,recta}$ (cm)	l_{bl}^* (cm)	$l_{bl} + d$ (cm)	¿CABE?	l_{bl}^* (cm)	$l_{bl} + d$ (cm)	¿CABE?	$l_{patilla}$ (cm)
Z1	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z2	83.5	40.0	76.0	SI	-	-	-	-
Z3	83.5	40.0	76.0	SI	-	-	-	-
Z4	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z5	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z6	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z7	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z8	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z9	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z10	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z11	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z12	83.5	40.0	76.0	SI	-	-	-	-
Z13	133.5	93.8	154.8	NO	65.6	126.6	SI	28.1
Z14	113.5	60.0	111.0	SI	-	-	-	-
Z15	93.5	40.0	81.0	SI	-	-	-	-
Z16	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z17	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z18	83.5	40.0	76.0	SI	-	-	-	-
Z19	93.5	40.0	81.0	SI	-	-	-	-
Z20	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z21	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z22	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z23	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z24	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z25	93.5	40.0	81.0	SI	-	-	-	-
Z26	113.5	60.0	111.0	SI	-	-	-	-
Z27	83.5	35.0	71.0	SI	-	-	-	-
Z28	93.5	40.0	81.0	SI	-	-	-	-
Z29	82.0	35.0	71.0	SI	-	-	-	-

* longitud básica de anclaje mínima. En todos los casos, las barras se prolongarán hasta 40mm del borde de la zapata

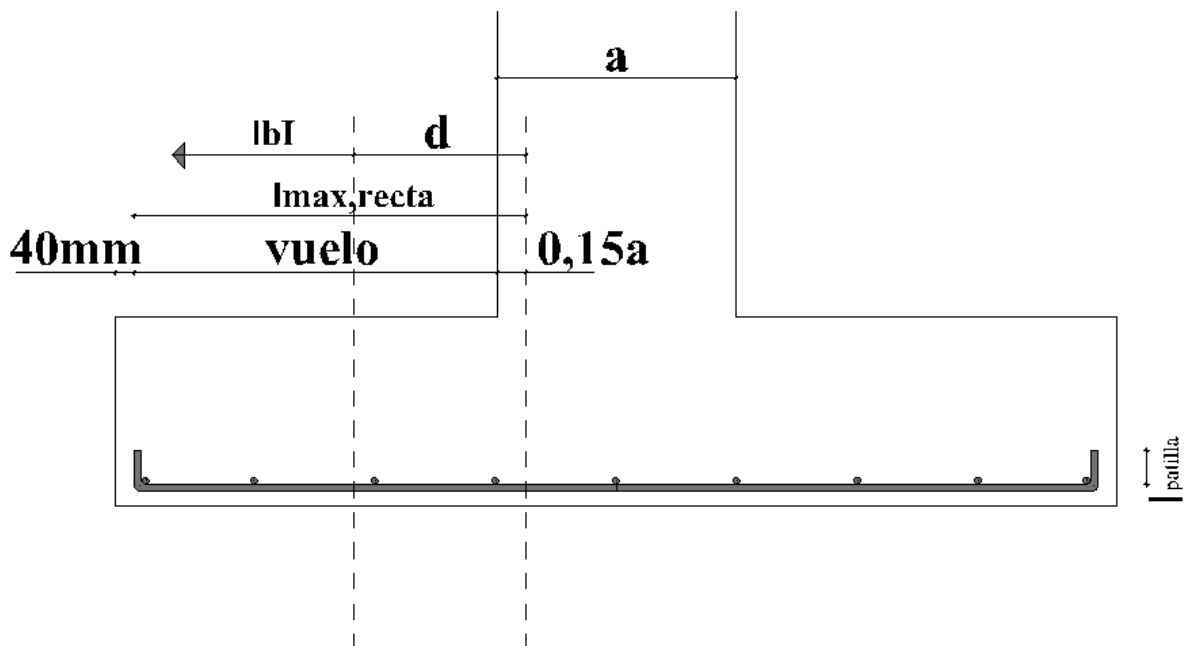
Armadura superior								
		Anclaje por prolongación recta $l_{max,recta} \geq l_{bl} + d$			Anclaje por prolongación recta $l_{max,recta} \geq l_{bl} + d$			
Zapata	$l_{max,recta}$ (cm)	l_{bl}^* (cm)	$l_{bl} + d$ (cm)	¿CABE?	l_{bl}^* (cm)	$l_{bl} + d$ (cm)	¿CABE?	$l_{patilla}$ (cm)
Z1	83.5	35.0	69.0	SI	-	-	-	-
Z2	83.5	40.0	73.9	SI	-	-	-	-
Z3	83.5	40.0	73.9	SI	-	-	-	-
Z4	83.5	35.0	69.0	SI	-	-	-	-
Z5	83.5	40.0	74.0	SI	-	-	-	-
Z6	83.5	35.0	69.0	SI	-	-	-	-
Z7	83.5	35.0	69.0	SI	-	-	-	-
Z8	83.5	35.0	69.0	SI	-	-	-	-
Z9	83.5	35.0	69.0	SI	-	-	-	-
Z10	83.5	35.0	69.0	SI	-	-	-	-
Z11	83.5	40.0	74.0	SI	-	-	-	-
Z12	83.5	40.0	73.9	SI	-	-	-	-
Z13	133.5	93.8	152.3	NO	65.6	124.1	SI	28.1
Z14	113.5	60.0	108.7	SI	-	-	-	-
Z15	93.5	60.0	98.9	NO	42.0	80.9	SI	18.0
Z16	83.5	35.0	69.0	SI	-	-	-	-
Z17	83.5	35.0	69.0	SI	-	-	-	-
Z18	83.5	40.0	73.9	SI	-	-	-	-
Z19	93.5	60.0	98.9	NO	42.0	80.9	SI	18.0
Z20	83.5	35.0	69.0	SI	-	-	-	-
Z21	83.5	35.0	69.0	SI	-	-	-	-
Z22	83.5	40.0	74.0	SI	-	-	-	-
Z23	83.5	35.0	69.0	SI	-	-	-	-
Z24	83.5	35.0	69.0	SI	-	-	-	-
Z25	93.5	40.0	78.9	SI	-	-	-	-
Z26	113.5	60.0	108.7	SI	-	-	-	-
Z27	83.5	40.0	74.0	SI	-	-	-	-
Z28	93.5	60.0	98.9	NO	42.0	80.9	SI	18.0
Z29	82.0	35.0	69.0	SI	-	-	-	-

* longitud básica de anclaje mínima. En todos los casos, las barras se prolongarán hasta 40mm del borde de la zapata

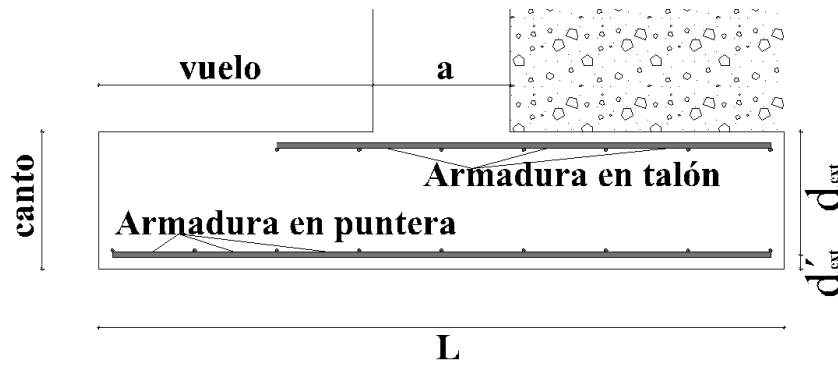
Anclaje por prolongación recta



Anclaje por patilla



Zapatas continuas bajo muros



Características geométricas

Dimensiones de la zapata				
Zapata	canto (m)	vuelo (m)	a (m)	L (m)
ZA	0.450	0.900	0.400	2.200
ZB	0.600	1.200	0.400	2.800
ZC	0.400	0.800	0.400	2.000
ZD	0.400	0.800	0.400	2.000
ZE	0.400	0.800	0.400	2.000
ZF	0.400	0.800	0.400	2.000

Zapata	d'ext (mm)	dext (mm)	d'int (mm)	dint (mm)	W _b (m ³)*
ZA	40	410			0.034
ZB	40	560			0.060
ZC	40	360			0.027
ZD	40	360			0.027
ZE	40	360			0.027
ZF	40	360			0.027

*valor por metro de zapata

Características resistentes

Hormigón	
γ_c	1,5
f_{ck} (N/mm ²)	25
f_{cd} (N/mm ²)	16,7
E_c (N/mm ²)	27264,0418
$f_{ct,m}$ (N/mm ²)	2,56

Acero	
γ_s	1,15
f_{yk} (N/mm ²)	500
f_{yd} (N/mm ²)	434,8
E_s (N/mm ²)	210000

Terreno	
σ_{adm} (T/m ²)	$1,25 \cdot \sigma_{adm}$ (T/m ²)
20	25

Zapata	U_{0ext} (T)	U_{0int} (T)	M_{limext} (T)	M_{limint} (T)	$f_{ct,m,fl,ext}$ (N/mm ²)	$f_{ct,m,fl,int}$ (N/mm ²)
ZA	580.833		89.303		2.95	
ZB	793.333		166.600		2.56	
ZC	510.000		68.850		3.08	
ZD	510.000		68.850		3.08	
ZE	510.000		68.850		3.08	
ZF	510.000		68.850		3.08	

Hundimiento

Zapata	Esfuerzos de cálculo						Excentricidad
	N(t)	V(t)	M (t·m)	P_T (t)	S_T (t)	P_Z (t)	e_x (m)
ZA	14.209	7.013	9.921	9.000	0.900	2.475	0.250
ZB	27.566	6.653	8.878	12.000	1.200	4.200	0.051
ZC	10.107	5.918	7.848	8.000	0.800	2.000	0.236
ZD	12.308	5.742	7.133	8.000	0.800	2.000	0.180
ZE	2.759	3.913	6.433	8.000	0.800	2.000	0.201
ZF	2.764	3.703	6.105	8.000	0.800	2.000	0.170

Zapata	Tensión del terreno en los extremos de la zapata				
	Distribución trapezoidal*			Distribución triangular	
	σ_{max} (T/m ²)	σ_{min} (T/m ²)	$\sigma_i < 1,25 \cdot \sigma_{adm}$	σ_{max} (T/m ²)	$\sigma_i < 1,25 \cdot \sigma_{adm}$
ZA	20.318	3.849	CUMPLE	20.847	CUMPLE
ZB	17.827	14.291	CUMPLE	22.228	CUMPLE
ZC	17.857	3.050	CUMPLE	18.245	CUMPLE
ZD	17.779	5.329	CUMPLE	18.778	CUMPLE
ZE	10.857	2.702	CUMPLE	11.306	CUMPLE
ZF	10.241	3.323	CUMPLE	10.895	CUMPLE
Z7	20.318	3.849	CUMPLE	20.847	CUMPLE

***Siempre que se cumpla se tendrá en cuenta la distribución trapezoidal de tensiones**

Armadura longitudinal

	Armadura en puntera				
	Esfuerzos	Cuantías límite			
		cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
Zapata	M_d (T·m)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0009$
ZA	14.150	35.604	0.000	27.654	16.043
ZB	20.737	37.937	0.000	27.654	16.043
ZC	9.974	28.502	0.000	27.654	16.043
ZD	9.928	28.366	0.000	27.654	16.043
ZE	5.832	16.467	0.000	27.654	16.043
ZF	5.468	15.422	0.000	27.654	16.043

	Armadura en talón				
	Esfuerzos	Cuantías límite			
		cálculo		mecánica (T)	geométrica (T)
Zapata	M_d (T·m)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)	mínima	$A_s/A_c > 0,0009$
ZA	6.1	14.998	0.000	27.654	16.043
ZB	-2.3	-	-	-	-
ZC	5.3	14.837	0.000	27.654	16.043
ZD	3.9	10.994	0.000	27.654	16.043
ZE	5.5	15.428	0.000	27.654	16.043
ZF	5.1	14.376	0.000	27.654	16.043

Límites de separación transversal de las barras

$s_{L,min,\phi=25mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=20mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=16mm}$ (mm)	$s_{L,min,\phi=14mm}$ (mm)	$s_{L,máx}$ (mm)
25	20	20	20	300

Armadura longitudinal final

Zapata	Armadura en puntera				
	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)
ZA	16	5	184	43.709	0.000
ZB	16	5	184	43.709	0.000
ZC	16	4	234	34.967	0.000
ZD	16	4	234	34.967	0.000
ZE	16	4	234	34.967	0.000
ZF	16	4	234	34.967	0.000
CUMPLE					

Zapata	Armadura en talón				
	ϕ (mm)	n	s (mm)	U_{s1} (T)	U_{s2} (T)
ZA	16	4	234	34.967	0.000
ZB	-	-	-	-	-
ZC	16	4	234	34.967	0.000
ZD	16	4	234	34.967	0.000
ZE	16	4	234	34.967	0.000
ZF	16	4	234	34.967	0.000
CUMPLE					

Cortante

	Cortante en puntera				
	Esfuerzo	Resistencia del hormigón sin armadura de cortante			
		Bielas de compresión		Tirantes	
Zapata	V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
ZA	15.047	205.000	CUMPLE	15.293	CUMPLE
ZB	16.719	280.000	CUMPLE	17.709	CUMPLE
ZC	11.867	180.000	CUMPLE	13.378	CUMPLE
ZD	11.812	180.000	CUMPLE	13.378	CUMPLE
ZE	6.940	180.000	CUMPLE	13.378	CUMPLE
ZF	6.506	180.000	CUMPLE	13.378	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADURA DE CORTANTE					

	Cortante en talón				
	Esfuerzo	Resistencia del hormigón sin armadura de cortante			
		Bielas de compresión		Tirantes	
Zapata	V_{rd} (T)	V_{u1} (T)	$V_{rd} \leq V_{u1}$	V_{u2} (T)	$V_{rd} \leq V_{u2}$
ZA	0.576	205.000	CUMPLE	14.197	CUMPLE
ZB	-	-	-	-	-
ZC	0.481	180.000	CUMPLE	13.378	CUMPLE
ZD	0.390	180.000	CUMPLE	13.378	CUMPLE
ZE	0.495	180.000	CUMPLE	13.378	CUMPLE
ZF	0.470	180.000	CUMPLE	13.378	CUMPLE
NO HACE FALTA ARMADURA DE CORTANTE					

Vuelco

	Esfuerzos de cálculo		$0,9M_E \geq 1,8M_V$	
	desestabilizador	estabilizador	M_E/M_V	$M_E/M_V > 2$
	M_V (T·m)	M_E (T·m)		
Zapata				
ZA	13.077	35.677	2.728	CUMPLE
ZB	12.870	73.512	5.712	CUMPLE
ZC	10.216	26.187	2.563	CUMPLE
ZD	9.430	28.388	3.010	CUMPLE
ZE	7.999	18.839	2.355	CUMPLE
ZF	7.586	18.844	2.484	CUMPLE

Deslizamiento

	Angulo de rozamiento	Esfuerzo de cálculo	Resistencia del terreno	$V_d \geq R_d/1,5$	
				R_d/V_d	$R_d/V_d \geq 1,5$
Zapata	θ°	V_d (T)	R_d (T)		
ZA	35	7.013	114.251	16.292	CUMPLE
ZB	35	6.653	193.251	29.046	CUMPLE
ZC	35	5.918	89.854	15.182	CUMPLE
ZD	35	5.742	99.314	17.297	CUMPLE
ZE	35	3.913	58.273	14.892	CUMPLE
ZF	35	3.703	58.296	15.741	CUMPLE

Fisuración

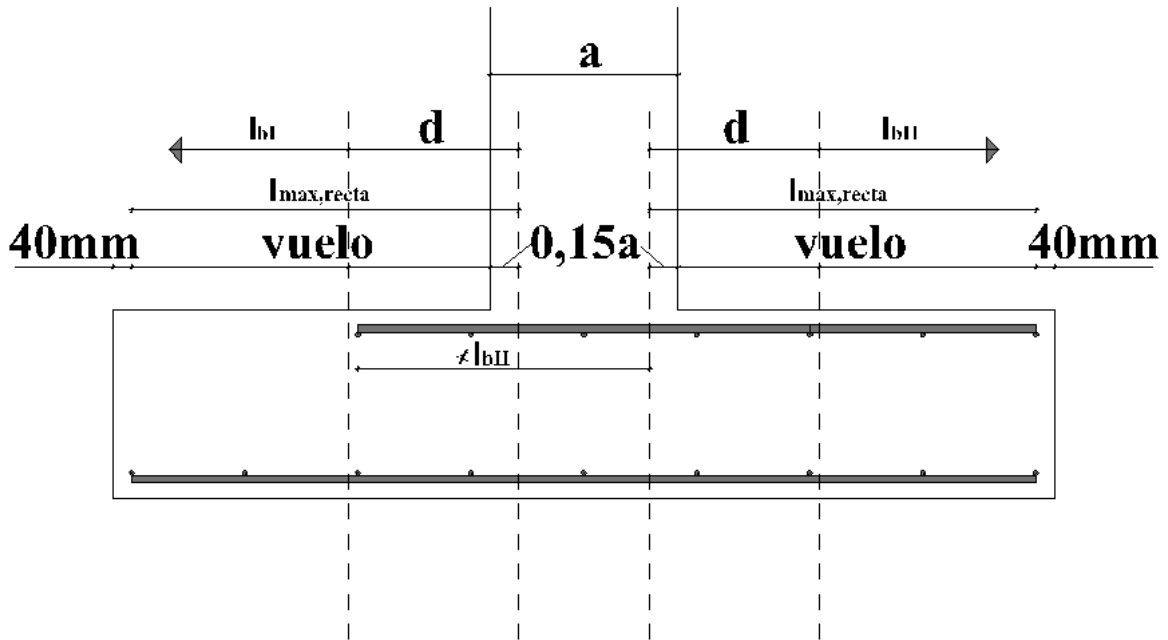
	Esfuerzo característico	Tensión en fibra más traccionada	Resistencia a flexo-tracción	$M_K/W_b \leq f_{ct,m,fl}$
Zapata	M_K (T·m)	M_K/W_b (N/mm ²)	$f_{ct,m,fl}$ (N/mm ²)	
ZA	8.844	2.620	2.95	CUMPLE
ZB	12.961	2.160	2.56	CUMPLE
ZC	6.234	2.338	3.08	CUMPLE
ZD	6.205	2.327	3.08	CUMPLE
ZE	3.645	1.367	3.08	CUMPLE
ZF	3.417	1.282	3.08	CUMPLE
NO HACE FALTA COMPROBAR A FISURACIÓN				

Anclaje de las armaduras

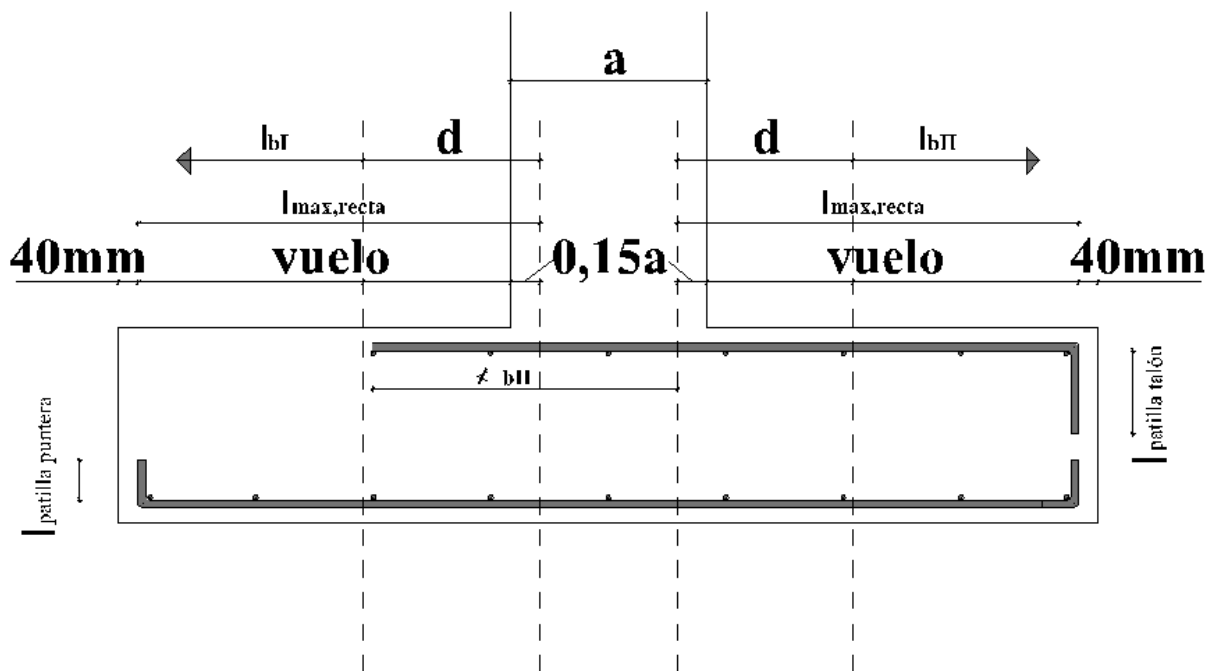
Armadura puntera								
		Anclaje por prolongación recta $l_{max,recta} \geq l_{bi} + d$			Anclaje por patilla $l_{max,recta} \geq l_{bi} + d$			
Zapata	$l_{max,recta}$ (cm)	l_{bi}^* (cm)	$l_{bi} + d$ (cm)	¿CABE?	l_{bi}^* (cm)	$l_{bi} + d$ (cm)	¿CABE?	$l_{patilla}$ (cm)
ZA	92.0	40.0	81.0	SI	-	-	-	-
ZB	122.0	40.0	96.0	SI	-	-	-	-
ZC	82.0	40.0	76.0	SI	-	-	-	-
ZD	82.0	40.0	76.0	SI	-	-	-	-
ZE	82.0	40.0	76.0	SI	-	-	-	-
ZF	82.0	40.0	76.0	SI	-	-	-	-
* longitud básica de anclaje mínima. En todos los casos, las barras se prolongarán hasta 40mm del borde de la zapata								

Armadura talón**								
		Anclaje por prolongación recta $l_{max,recta} \geq l_{bII} + d$			Anclaje por patilla $l_{max,recta} \geq l_{bII} + d$			
Zapata	$l_{max,recta}$ (cm)	l_{bII}^* (cm)	$l_{bII} + d$ (cm)	¿CABE?	l_{bII}^* (cm)	$l_{bII} + d$ (cm)	¿CABE?	$l_{patilla}$ (cm)
ZA	92.0	57.1	98.1	NO	40.0	81.0	SI	17.1
ZB	-	-	-	-	-	-	-	-
ZC	82.0	57.1	93.1	NO	40.0	76.0	SI	17.1
ZD	82.0	57.1	93.1	NO	40.0	76.0	SI	17.1
ZE	82.0	57.1	93.1	NO	40.0	76.0	SI	17.1
ZF	82.0	57.1	93.1	NO	40.0	76.0	SI	17.1
* longitud básica de anclaje mínima. En todos los casos, las barras se prolongarán hasta 40mm del borde de la zapata.								
**en dirección hacia la puntera, las barras se anclan una distancia no inferior a l_{bII} por prolongación recta desde la sección donde se calcula el momento máximo.								

Anclaje por prolongación recta



Anclaje por patilla



ANEXO X.
ELEMENTOS DE HORMIGON
PREFABRICADO.

1.- OBJETO Y CONSIDERACIONES DE CALCULO

El objetivo de este anexo es proporcionar, a la empresa fabricante de los elementos de hormigón armado prefabricados, los esfuerzos y cargas actuantes en los elementos a prefabricar, para que de este modo, el prefabricador, pueda obtener la envolvente de esfuerzos en cada elemento y realizar el cálculo correspondiente al armado de cada pieza.

Los esfuerzos aquí proporcionados son los obtenidos a través del programa de cálculo por elementos finitos I-DEAS. Las dimensiones, sección transversal, de las piezas prefabricadas supuestas en este cálculo son las que corresponden, según el catálogo del prefabricador, en función de la longitud y las cargas exteriores actuantes en cada pieza.

Se proporcionan los esfuerzos SIN MAYORAR.

Para el cálculo de la envolvente de esfuerzos es únicamente necesario proporcionar los esfuerzos exteriores actuando en uno de los extremos de la pieza y las cargas volumétricas (peso propio) y lineales actuando sobre la pieza.

Las placas alveolares son de 30cm de grosor más 5cm de capa de compresión de acuerdo con el catálogo del prefabricador en función de la longitud y sobrecarga a actuar en estas. No han sido modelizadas ni calculadas con I-DEAS. Su efecto se ha introducido como carga distribuida de peso propio actuando en las jácenas de forjado y en los muros sobre los que apoyan.

Las viguetas de cubierta son de 18cm de alto de acuerdo con el catálogo del prefabricador en función de la longitud y sobrecarga a actuar en estas. No han sido modelizadas ni calculadas con I-DEAS. Su efecto se ha introducido como carga distribuida de peso propio actuando en las jácenas de cubierta.

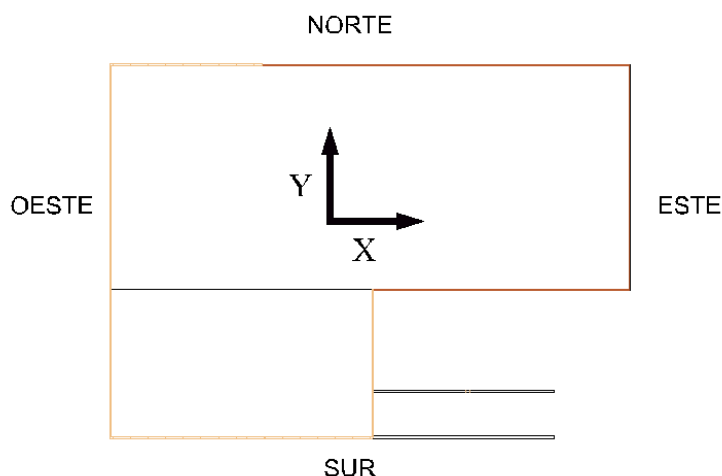
Los pilares se consideran empotrados y el resto de los elementos biapoyados.

Para pilares, jácenas de cubierta y jácenas de forjado se considera un peso propio de 2500kg/m^3 .

En las siguientes tablas aparecen los esfuerzos y cargas exteriores para la pieza más desfavorable de cada tipo de pilar, jácena de cubierta y jácena de forjado según la clasificación que aparece en los planos.

Las dimensiones adoptadas para cada tipo de pieza aparecen en el plano: "Elementos de hormigón prefabricado"

Los ejes X, Y, Z, corresponden a los ejes globales de proyecto marcados en los planos.



Pilares.

Esfuerzos en el extremo NO empotrado

	Peso propio					
	X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
PPF1	-2	-3	-2834	0	-2	4
PPF2	-1	4	-2949	4	0	1
PPF3	-4	-2	-9219	4	-2	-2
PPF4	-5	-14	-1957	0	1	17
PPF5	-1	-5	-31500	2	0	-5
PPF6	1	-16	-49610	-13	-6	-4
PPF7	0	0	-2317	0	0	0

	Carga permanente					
	X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
PPF1	-113	-19	-505	0	35	-1
PPF2	-4	79	-249	551	39	5
PPF3	5	-581	-1000	-175	-2	7
PPF4	187	-30	-344	0	-22	-73
PPF5	637	3	0	-1	0	3
PPF6	1135	8	0	7	-1549	2
PPF7	0	0	0	0	0	0

	Nieve					
	X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
PPF1	-1	0	-1276	0	0	0
PPF2	-3	2	-628	5	0	-4
PPF3	-3	1	-2525	17	0	-6
PPF4	-5	-53	-888	0	3	15
PPF5	0	-3	0	0	0	-2
PPF6	0	-7	0	-6	-2	-1
PPF7	0	0	0	0	0	0

	Sobrecarga uso					
	X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
PPF1	-47	-3	-1004	0	13	-3
PPF2	-6	36	-503	204	18	15
PPF3	0	-218	-2000	-45	-1	-16
PPF4	71	-44	-681	0	-7	-21
PPF5	234	-3	-20000	0	0	-2
PPF6	418	-6	-20000	-5	-575	-1
PPF7	0	0	-1192	0	0	0

	Viento oeste					
	X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
PPF1	-739	-94	2452	0	-56	63
PPF2	-657	377	1325	-359	386	-111
PPF3	197	990	2290	99	-27	10
PPF4	-260	-51	757	0	-17	428
PPF5	389	-36	0	17	0	-36
PPF6	684	-114	0	-97	-918	-31
PPF7	0	0	0	0	0	0

	Viento este					
	X(kg)	Y(kg)	Z(kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz(kg·m)
PPF1	295	84	1052	0	23	-47
PPF2	185	127	598	44	-148	56
PPF3	-180	76	2257	-15	23	-2
PPF4	646	129	1666	0	45	-1053
PPF5	-170	23	0	-7	0	21
PPF6	-294	65	0	54	386	14
PPF7	0	0	0	0	0	0

	Viento norte					
	X(kg)	Y(kg)	Z(kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz(kg·m)
PPF1	866	-110	813	0	66	-48
PPF2	814	12	583	-205	-459	245
PPF3	-162	399	1948	13	22	0
PPF4	-25	-91	753	0	-6	23
PPF5	-448	-36	0	18	0	-36
PPF6	-790	-115	0	-99	1066	-32
PPF7	0	0	0	0	0	0

	Viento sur					
	X(kg)	Y(kg)	Z(kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz(kg·m)
PPF1	32	100	905	0	3	44
PPF2	160	-204	942	328	-29	-15
PPF3	162	-887	2443	-66	-21	13
PPF4	-736	191	520	0	-55	1208
PPF5	6	50	0	-27	0	52
PPF6	2	164	0	141	12	48
PPF7	0	0	0	0	0	0

Cargas distribuidas de viento (kg/m)

	Viento oeste		Viento este		Viento norte		Viento sur	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
PPF1	535.5	-	-229.55	-	-619.4	-	-	-
PPF2	267.75	-201.96	-114.75	-	-306	-72.68	-	141.53
PPF3	-	-306	-	-	-	-145.35	-	283.05
PPF4	106.65	-	-374.85	-	-	-	428.4	-
PPF5	-	-	-	-	-	-	-	-
PPF6	-	-	-	-	-	-	-	-
PPF7	-	-	-	-	-	-	-	-

Jácena peraltada. JPH1

Esfuerzos en el extremo más cercano a la medianería (y=20m)

Peso propio	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=20m	-1 14 6202 0 -2 -9

Carga permanente	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=20m	0 -605 1000 0 -2 -2

Nieve	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=20m	-2 44 2975 0 -1 -22

Sobrecarga uso	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=20m	-3 -240 2000 0 -2 -26

Viento oeste	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=20m	-3 769 -2257 0 -26 -35

Viento este	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=20m	6 57 -2290 0 24 57

Viento norte	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=20m	6 382 -2443 0 22 59

Viento sur	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=20m	-1 -970 -1948 0 -21 -12

Cargas exteriores (kg/m)

Peso propio (viguetas de cubierta)	
-90	

Carga permanente	
-100	

Nieve		
y (m)	de 0 a 18	de 18 a 20
	-250	-500

Sobrecarga de uso	
-200	

Viento oeste				
y (m)	de 0 a 5	de 5 a 10	de 10 a 15	de 15 a 20
	225.68	225.68	225.68	225.68

Viento este				
y (m)	de 0 a 5	de 5 a 10	de 10 a 15	de 15 a 20
	225.68	225.68	225.68	225.68

Viento norte				
y (m)	de 0 a 2.2	de 2.2 a 10	de 10 a 12.2	de 12.2 a 20
	451.35	221.85	-42.08	225.68

Viento sur				
y (m)	de 0 a 2.2	de 2.2 a 10	de 10 a 12.2	de 12.2 a 20
	451.35	221.85	-42.08	225.68

Jácena de cubierta. JPH2 más cercana a la medianería

Esfuerzos en el extremo más cercano a la medianería (y=10m)

		Peso propio					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		-2	0	1417	0	-4	-10

		Carga permanente					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		-56	2	251	0	-39	-267

		Nieve					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		0	5	853	0	0	-2

		Sobrecarga uso					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		-22	-8	503	0	-16	-106

		Viento oeste					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		154	-378	-136	-1141	0	-410

		Viento este					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		-378	154	368	-607	0	170

		Viento norte					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		439	292	-981	0	474	2196

		Viento sur					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		11	-6	-531	0	6	49

Cargas exteriores (kg/m)

Peso propio (viguetas de cubierta)	
-45	

Carga permanente	
-50	

Nieve		
y (m)	de 0 a 8	de 8 a 10
	-125	-250

Sobrecarga de uso	
-100	

Viento oeste		
y (m)	de 0 a 5	de 5 a 10
	279.53	214.66

Viento este		
y (m)	de 0 a 5	de 5 a 10
	112.84	112.84

Viento norte		
y (m)	de 0 a 2.2	de 2.2 a 10
	21.04	112.84

Viento norte		
y (m)	de 0 a 2.2	de 2.2 a 10
	21.04	112.84

Jácena de cubierta. JPH2 más alejada de la medianería

Esfuerzos en el extremo más cercano a la medianería (y=10m)

		Peso propio					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		1	3	1417	0	0	3

		Carga permanente					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		57	21	253	0	-18	289

		Nieve					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		0	5	629	0	0	1

		Sobrecarga uso					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		25	-5	502	0	-7	121

		Viento oeste					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		-141	361	204	-1134	0	25

		Viento este					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		361	-141	397	-530	0	-7

		Viento norte					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		-427	-427	557	-246	0	-32

		Viento sur					
		X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
y=10m		-21	-21	-23	-606	0	-8

Cargas exteriores (kg/m)

Peso propio (viguetas de cubierta)	
-45	

Carga permanente	
-50	

Nieve		
y (m)	de 0 a 8	de 8 a 10
	-125	-125

Sobrecarga de uso	
-100	

Viento oeste		
y (m)	de 0 a 5	de 5 a 10
	279.53	214.66

Viento este		
y (m)	de 0 a 5	de 5 a 10
	112.84	112.84

Viento norte		
y (m)	de 0 a 2.2	de 2.2 a 10
	313.65	110.93

Viento sur		
y (m)	de 0 a 2.2	de 2.2 a 10
	313.65	110.93

Jácena de cubierta. JPH3 más cercana a la medianería

Esfuerzos en el extremo más cercano a la medianería (y=6m)

Peso propio	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	-6 -271 877 0 -5 -23

Carga permanente	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	128 -77 158 0 43 399

Nieve	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	-7 -294 615 0 -4 -34

Sobrecarga uso	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	47 -228 324 0 15 139

Viento oeste	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	-242 300 -372 0 -165 -809

Viento este	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	608 294 -863 0 410 2057

Viento norte	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	-21 -62 -691 0 -10 -56

Viento sur	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	-694 773 -419 0 -468 -2334

Cargas exteriores (kg/m)

Peso propio (viguetas de cubierta)	
-45	

Carga permanente	
-50	

Nieve		
y (m)	de 0 a 4	de 4a 6
	-125	-250

Sobrecarga de uso	
-100	

Viento oeste		
y (m)	de 0 a 1	de 1 a 6
	112.84	112.84

Viento este		
y (m)	de 0 a 1	de 1 a 6
	214.66	279.53

Viento norte		
y (m)	de 0 a 1	de 1 a 6
	112.84	112.84

Viento norte		
y (m)	de 0 a 1	de 1 a 6
	112.84	112.84

Jácena de cubierta. JPH3 más alejada de la medianería

Esfuerzos en el extremo más cercano a la medianería (y=6m)

Peso propio	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	-17 -216 829 0 4 -16

Carga permanente	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	-18 4 151 0 -11 -20

Nieve	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	-9 -174 359 0 2 -3

Sobrecarga uso	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	-14 -126 289 0 -3 -13

Viento oeste	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	158 457 -296 0 19 380

Viento este	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	-441 139 -689 0 -70 -1136

Viento norte	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	68 252 -317 0 10 158

Viento sur	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=6m	559 434 -371 0 82 1402

Cargas exteriores (kg/m)

Peso propio (viguetas de cubierta)	
-45	

Carga permanente	
-50	

Nieve	
y (m)	de 0 a 6
	-125

Sobrecarga de uso	
-100	

Viento oeste		
y (m)	de 0 a 5	de 5 a 6
	112.84	112.84

Viento este		
y (m)	de 0 a 5	de 5 a 6
	214.66	279.53

Viento norte		
y (m)	de 0 a 2.2	de 2.2 a 6
	313.65	110.93

Viento sur		
y (m)	de 0 a 2.2	de 2.2 a 6
	313.65	110.93

Jácena de cubierta. JPH4

Esfuerzos en el extremo más cercano a la medianería (y=8m)

Peso propio	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=8m	-1 -257 1133 0 -3 -3

Carga permanente	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=8m	-59 -46 201 0 -11 -293

Nieve	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=8m	-2 -242 503 0 -3 -8

Sobrecarga uso	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=8m	-25 -184 402 0 -7 -121

Viento oeste	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=8m	18 418 -451 0 -2 215

Viento este	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=8m	-39 326 -924 0 0 -537

Viento norte	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=8m	4 140 -338 0 9 47

Viento sur	
	X(kg) Y(kg) Z(kg) Mx(kg·m) My(kg·m) Mz(kg·m)
y=8m	42 650 -262 0 3 622

Cargas exteriores (kg/m)

Peso propio (viguetas de cubierta)	
-45	

Carga permanente	
-50	

Nieve	
y (m)	de 0 a 6
	-125

Sobrecarga de uso	
-100	

Viento oeste		
y (m)	de 0 a 4	de 4 a 8
	112.84	112.84

Viento este		
y (m)	de 0 a 4	de 4 a 8
	279.53	214.66

Viento norte		
y (m)	de 0 a 4	de 4 a 8
	110.93	112.84

Viento norte		
y (m)	de 0 a 4	de 4 a 8
	110.93	112.84

Jácnas de forjado.**Esfuerzos en el extremo de 'x' más positiva (JPA1, JPA2, JPD) o 'y' más positiva (JPB, JPC)**

	Peso propio					
	X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
JPA1	10	-5	15750	13	0	14
JPA2	12	0	15750	6	0	-4
JPB	6	-161	16930	0	-4	50
JPC	-7	212	8980	0	-18	-20
JPD	0	0	2317	0	0	0

	Carga permanente					
	X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
JPA1	-1469	3	0	-7	0	-10
JPA2	-2746	0	0	-4	0	2
JPB	-167	-10350	0	0	-776	-450
JPC	185	-10690	0	0	-2	228
JPD	0	0	0	0	0	0

	Nieve					
	X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
JPA1	-1	-3	0	6	0	11
JPA2	0	0	0	3	0	-2
JPB	-1	65	0	0	-2	-4
JPC	-2	319	0	0	0	-5
JPD	0	0	0	0	0	0

	Sobrecarga uso					
	X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
JPA1	-542	-3	10000	5	0	10
JPA2	-1011	0	10000	2	0	-2
JPB	-63	-3767	5000	0	-289	-175
JPC	66	-3741	3000	0	-8	78
JPD	0	0	1192	0	0	0

	Viento oeste					
	X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
JPA1	-1113	-36	0	97	0	102
JPA2	-1895	3	0	40	0	-28
JPB	-206	525	0	0	-463	-907
JPC	-11	1204	0	0	53	-110
JPD	0	0	0	0	0	0

	Viento este					
	X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
JPA1	479	24	0	-54	0	-76
JPA2	821	-2	0	-24	0	17
JPB	93	345	0	0	195	419
JPC	87	-961	0	0	-141	383
JPD	0	0	0	0	0	0

Viento norte						
	X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
JPA1	1241	-36	0	99	0	98
JPA2	2140	3	0	40	0	-28
JPB	236	352	0	0	536	1177
JPC	12	1030	0	0	10	8
JPD	0	0	0	0	0	0

Viento sur						
	X(kg)	Y(kg)	Z (kg)	Mx(kg·m)	My(kg·m)	Mz (kg·m)
JPA1	6	49	0	-141	0	-132
JPA2	-5	-4	0	-56	0	40
JPB	-13	-1229	0	0	5	-185
JPC	-136	-2137	0	0	168	-499
JPD	0	0	0	0	0	0

Cargas distribuidas (kg/m)

	P.PP + C.P	S. U
JPA1	-5320	-4000
JPA2	-5320	-4000
JPB	-1330	-1000
JPC	-1330	-1000
JPD	-1153	-870

ANEXO XI.
ACCESIBILIDAD.

1.- OBJETO Y APLICACIÓN

El objetivo de este anexo es establecer las condiciones que debe reunir el concesionario-taller según el DB SUA del CTE y la Ordenanza de Supresión de Barreras Arquitectónicas y Urbanísticas del Municipio de Zaragoza, a fin de garantizar la accesibilidad a las personas con dificultades para la movilidad o cualquier otra limitación física.

2.- AMBITO DE APLICACIÓN

El tipo de accesibilidad con el que ha de contar un edificio, local, zona o un centro de trabajo depende de entre otros de su uso, superficie y número de trabajadores, teniendo:

Accesos practicables y edificios utilizables

- en los centros de trabajo de 50 ó más trabajadores.
- en zonas comerciales de más de 500m².

Solamente accesos practicables

- en los centros de trabajo de menos de entre 10 y 49 trabajadores.

No es de obligatorio cumplimiento en ningún aspecto en centros de trabajo de menos de 10 trabajadores.

En la siguiente tabla aparecen las condiciones de accesibilidad en cada una de las zonas y centros de trabajo en las que se divide el concesionario-taller.

Centro de trabajo		Accesos practicables	Edificio utilizable
Zona	nº trabajadores		
administración-dirección	60	SI	SI
almacén recambios de piezas	4	NO	NO
taller mecánico-eléctrico*	8	NO	NO
taller chapa y pintura	6	NO	NO
*incluye sus oficinas			
Zona comercial		Accesos practicables	Edificio utilizable
Zona	superficie (m ²)		
venta y exposición de vehículos	1507.72	SI	SI

3.- ACCESOS PRACTICABLES

3.1.- ACCESIBILIDAD DESDE EL EXTERIOR DEL EDIFICIO

Existe un itinerario accesible desde la entrada de la parcela hasta los accesos del edificio caracterizado por:

- Acera de 1,20m de ancho con rebaje de estas mediante vado de 8% de pendiente.
- Puertas de anchura libre de paso de 0,80m mínimo.
- Espacio de barrido de las hojas de las puertas de 1,20m en ambas caras.

3.2.- ACCESIBILIDAD ENTRE PLANTAS DEL EDIFICIO

Se resuelve con el ascensor-montacargas cuyas características propias y de su entorno cumplen con las siguientes especificaciones:

- Ancho mínimo de la cabina 1,20m.
- Fondo (o largo) mínimo de la cabina 1,40 m.
- Ancho mínimo libre en el acceso de 0,80m.
- Espacio de 1,50 x 1,50 frente a la puerta.

3.3.- ACCESIBILIDAD EN EL INTERIOR DE CADA PLANTA

Existe un itinerario accesible en cada planta caracterizado por:

- Pasillos de 1,20m de ancho libre.
- Puertas de anchura libre de paso de 0,80m mínimo.
- Espacio de barrido de las hojas de las puertas de 1,20m en ambas caras.

4.- EDIFICIO UTILIZABLE

En este punto se dan las dotaciones de aseos, vestuarios y aparcamientos necesarios para que las personas con discapacidades físicas no sólo puedan acceder al edificio sino también desarrollar sin perjuicio su actividad dentro de este.

4.1- ASEOS VESTUARIOS ACCESIBLES

Existe un aseo accesible que dispone de un inodoro y un lavabo tal que alrededor del lavabo se pueda inscribir un círculo de 1,50m de diámetro libre de obstáculos sin contar con la zona de barrido de la puerta. Cumple con la normativa más restrictiva que obliga a instalar 1 aseo por cada 5 inodoros o fracción y los inodoros correspondientes a la zona administrativa son 4.

No existen vestuarios accesibles puesto que el uso de la actividad en la zona de administración no lo demanda y así lo dice la norma.

4.2- APARCAMIENTOS MINUSVÁLIDOS

Existen 4 plazas de aparcamiento reservada para minusválidos lo que cumple con la dotación mas restrictiva de la normativa que es de 1 plaza cada 33 o fracción.

Las plazas son de 3,30m de ancho y se encuentran cercanas a los accesos del edificio.

ANEXO XII.
SEGURIDAD DE UTILIZACIÓN.

1.- OBJETO Y APLICACIÓN

El objetivo de este anexo es establecer las condiciones que debe reunir el concesionario-taller según el DB SUA del CTE, a fin de disminuir el riesgo de que los usuarios sufran daños durante el uso del edificio.

2.- DESNIVELES

Las barandillas de las escaleras o barra de protección tienen una altura de 90cm en el taller ya que protegen de una caída menor que 6m y de 110cm en el resto, puesto que en su cota más alta protegen de una caída de más de 6m.

Entre las barras verticales que forman las barandillas se dejan huecos de 15cm como máximo y serán capaces de soportar cargas de 1,6KN/m para las de la zona taller y 0,8KN/m para el resto de los casos.

El muro de contención de la rampa está coronado por un guardarrail que protege a personas frente a una caída máxima de 5m de altura y a la vez impide que los vehículos puedan caer a la rampa. Su altura es de 90cm y cuenta con dos biondas de acero de 30cm de altura y separadas 15cm entre sí.

Las dos únicas ventanas accesibles desde el interior de la edificación cuentan con un antepecho de 1,20m medido desde el forjado sin aplicar el pavimento. Cumplirá la distancia mínima de 1,10m obligada al antepecho frente a caídas de más de 6m una vez colocado el pavimento.

3.- ESCALERAS

Existen 4 escaleras cuyas características vienen reflejadas en la tabla siguiente:

ESCALERA	H (cm)	C (cm)	2C+H (cm)	Alt. Tramo (m)	A.Tramo (m)	A.Meseta (m)
Taller	31.1	16.6	64.3	1.67	1.06	1.10
Recambios	28.3	17.2	62.7	1.55	1.10	1.10
Administración	29.1	15.8	60.7	2.07	1.12	1.12
Rampa	33.3	16.6	66.5	1.67	1.01	1.01
H=Huella; C=Contrahuella; Alt. Tramo=Altura salvada por tramo; A.Tramo=Ancho del tramo; A.Meseta=Ancho de la meseta						

Las características de las escaleras cumplen lo exigido por el DB SUA del CTE.

4.- RAMPAS

La única rampa existente es para uso exclusivo de vehículos, luego no es de aplicación el DB SUA del CTE.

5.- RIESGO DE IMPACTO

La altura libre de paso en zonas de circulación es siempre mayor que 3m que es mayor que la altura más restrictiva dada por la norma que es de 2,20m.

La altura libre de paso en las puertas es de 2,20m y por lo tanto mayor que el valor mínimo de 2m exigido por la norma.

5.- VEHÍCULOS EN MOVIMIENTO

Tanto en el concesionario como en el taller, el tránsito de vehículos es realizado por personal cualificado y siempre en ausencia de clientes.

ANEXO XIII.
SEGURIDAD ANTE INCENDIOS.

1.- OBJETO Y APLICACIÓN

El objetivo de este anexo es establecer las condiciones que debe reunir el concesionario-taller según el DB SI del CTE, la Ordenanza Municipal de Protección contra Incendios de Zaragoza y el Reglamento de Seguridad contra Incendios en los Establecimientos Industriales, a fin de proteger a sus ocupantes frente a los riesgos originados por un incendio.

2.- CARACTERIZACIÓN DE LA EDIFICACION

2.1- CARATERIZACIÓN POR SU CONFIGURACIÓN Y UBICACIÓN CON RELACIÓN A SU ENTORNO

EL concesionario-taller constituye es sí un único establecimiento industrial ya que aunque en éste se desarrollen actividades diferentes, estas se complementan entre sí bajo una misma titularidad. Además se encuentra a más de 3m con respecto a otros establecimientos industriales, luego su configuración es de Tipo C según el anexo I del reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales (RD 2267/2004).

Las zonas de venta-exposición y la zona administrativa se registrarán por la normativa de incendios DB-SI del CTE ya que son espacios tal que perteneciendo a un establecimiento industrial y bajo la misma titularidad superan la superficie mínima límite, 250m² para zonas comerciales y administrativas, para poder acogerse a la Normativa de Incendios de Establecimientos Industriales.

2.2- SECTORES DE INCENDIO

Se divide el establecimiento industrial en 6 sectores de incendio:

- Sector 1: Zona de venta y exposición de vehículos.
- Sector 2: Zona de administración
- Sector 3: Planta superior e inferior de almacén de recambios de piezas de vehículos.
- Sector 4: Planta sobre rasante del taller en su totalidad (taller mecánico-eléctrico, oficinas, aseos...)
- Sector 5: Zona taller chapa y pintura.
- Sector 6: Zona almacén de chapa y pintura.

Los vestíbulos de independencia y las escaleras interiores de la zona recambio-administración y la del taller forman sectores de incendio independientes.

2.3- CARACTERIZACIÓN DEL NIVEL DE RIESGO INTRÍNSECO EN ESTABLECIMIENTOS INDUSTRIALES

El nivel de riesgo intrínseco para los sectores de incendio que se acogen a la norma de establecimientos industriales depende de la densidad de carga Q_s , cuya expresión en el caso de actividades de NO almacenamiento viene dada por:

$$Q_s = \frac{\sum_1^i q_{si} S_i C_i}{A} R_a \text{ (MJ/m}^2\text{)}$$

con:

q_{si} = densidad de carga de fuego de cada zona con proceso diferente según los distintos procesos que se realizan en el sector de incendio (i), en MJ/m².

S_i = superficie de cada zona con proceso diferente y densidad de carga de fuego, q_{si} diferente, en m^2 .

C_i = coeficiente adimensional que pondera el grado de peligrosidad (por la combustibilidad) de cada uno de los combustibles (i) que existen en el sector de incendio.

R_a = coeficiente adimensional que corrige el grado de peligrosidad (por la activación) inherente a la actividad industrial que se desarrolla en el sector de incendio, producción, montaje, transformación, reparación, almacenamiento, etc. Cuando existen varias actividades se toma el mayor entre todas.

A = superficie construida del sector de incendio o superficie ocupada del área de incendio, en m^2 .

En la siguiente tabla aparece el nivel de riesgo intrínseco obtenido a partir de la densidad de carga de fuego.

Sector	Área	q_{si}	S_i	C_i	R_a	A	Q_s	RIESGO
4	Taller	300	601.24	1.6	1	678.45	857	MEDIO
	Resto	800	77.21	1.6	1.5			
5	Todo	500	573.11	1.6	1.5	573.11	1200	MEDIO
6	Todo	1200	100.55	1.6	2	100.55	3840	ALTO

A falta de conocer con exactitud el tipo de combustible existente en cada sector de incendio se ha tomado el valor de C_i más desfavorable.
 El valor de C_i se obtiene de la tabla 1.1 del Reglamento de Seguridad contra Incendios en los Establecimientos Industriales.
 Los valores de q_{si} y R_a y se obtienen de la tabla 1.2 del Reglamento de Seguridad contra Incendios en los Establecimientos Industriales.

El nivel de riesgo intrínseco para los sectores de incendio que se acogen a la norma de establecimientos industriales depende de la densidad de carga Q_s , cuya expresión en el caso de actividades de almacenamiento viene dada por:

$$Q_s = \frac{\sum_1^i q_{vi} C_i h_i s_i}{A} R_a \text{ (MJ/m}^2\text{)}$$

con:

q_{vi} = carga de fuego, aportada por cada m^3 de cada zona con diferente tipo de almacenamiento (i) existente en el sector de incendio, en MJ/m^3 .

h_i = altura del almacenamiento de cada uno de los combustibles, (i), en m.

s_i = superficie ocupada en planta por cada zona con diferente tipo de almacenamiento (i) existente en el sector de incendio en m^2 .

C_i = coeficiente adimensional que pondera el grado de peligrosidad (por la combustibilidad) de cada uno de los combustibles (i) que existen en el sector de incendio.

R_a = coeficiente adimensional que corrige el grado de peligrosidad (por la activación) inherente a la actividad industrial que se desarrolla en el sector de incendio, producción, montaje, transformación, reparación, almacenamiento, etc.

A = superficie construida del sector de incendio o superficie ocupada del área de incendio, en m^2 .

En la siguiente tabla aparece el nivel de riesgo intrínseco obtenido a partir de la densidad de carga de fuego.

Sector	Área	q_{vi}	s_i	C_i	R_a	h_i	A	Q_s	RIESGO
3	inferior	800	553.34	1.6	1.5	5.9	800	9455	ALTO
	superior	800	502.84	1.6	1.5	3.85			

A falta de conocer con exactitud el tipo de combustible existente en cada sector de incendio se ha tomado el valor de C_i más desfavorable.
El valor de C_i se obtiene de la tabla 1.1 del Reglamento de Seguridad contra Incendios en los Establecimientos Industriales.
Los valores de q_{vi} y R_a y se obtienen de la tabla 1.2 del Reglamento de Seguridad contra Incendios en los Establecimientos Industriales.

3.- CONDICIONES DE LA CONSTRUCCIÓN

3.1.- RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS PORTANTES

Se consideran elementos portantes los pilares, vigas, viguetas (correas), forjados y muros de contención de tierras.

La resistencia al fuego de los elementos portantes, viene dada por su estabilidad mecánica, R. El valor de R en cada sector de incendio es:

- Sector 1: R 90
- Sector 2: R 60
- Sector 3: R 90
- Sector 4: R 60
- Sector 5: R 90
- Sector 6: R 120

Todo elemento que pertenezca simultáneamente a sectores de incendio diferentes toma el nivel de resistencia al fuego, R, más desfavorable de los sectores a los que pertenece.

La cubierta del Sector 4, planta superior del taller, está formada por paneles sandwich y lucernarios que en conjunto pesan menos de 100kg/m^2 , pudiendo considerar por lo tanto tal cubierta como ligera. Sin embargo, no se puede garantizar que el derrumbe de las vigas y pilares que forman la estructura principal de cubierta no comprometan la estabilidad de la planta inferior. Por ello, la estructura principal de cubierta habrá de tener la misma resistencia al fuego, R 60, que la de su sector de incendio.

La cercha metálica y las viguetas metálicas (correas) que sustentan la bóveda acristalada tienen una resistencia al fuego R 30, tal y como obliga el DB SI para estructura principal de cubiertas ligeras no transitables con altura sobre rasante menor de 28m y tal que su colapso no comprometa la estabilidad de plantas inferiores.

La planta cubierta, es decir, el forjado superior que cubre los Sectores 3 y 2 no es cubierta ligera, luego ha de tener una R 90 que es la que corresponde a ambos sectores.

La zona de venta y exposición de automóviles se considera perteneciente a la definición que el DB SI del CTE hace de *Uso Comercial* y no dentro de la definición que el DB SI del CTE hace del *Uso Aparcamiento*.

3.2.- RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS DE CERRAMIENTO INTERIOR

La resistencia al fuego de los muros de los elementos de cerramiento con función no portante viene dada por su integridad al paso de las llamas y gases calientes, E, y por su aislamiento térmico, I.

La EI de los elementos (muros, forjados) que compartimentan los distintos sectores de incendio es siempre la más desfavorable de la resistencia al fuego, dada en el punto 3.1, de los sectores que compartimentan. Esto también incluye a la cristalera interior de la zona de administración.

Todos los forjados existentes en el concesionario-taller, excepto la planta cubierta mencionada en el apartado 3.1 anterior, tienen tanto función portante como compartimentador de incendios, luego su resistencia al fuego exigida será REI y no sólo R. Lo mismo ocurre con todos los pilares y vigas cuyas caras asomen a distintos sectores de incendio.

El ascensor se considera pertenece al Sector 3. No comunica sectores de incendio diferentes, por lo que no es obligatoria resistencia al fuego de los muros que la compartimentan, excepto aquella parte del muro que comunica con la escalera. De todos modos, el ascensor se compartimenta con muros EI 90 y la resistencia al fuego de la puerta del ascensor en ambas plantas es E 30.

La resistencia al fuego de las puertas que comunican dos sectores de incendio es de EI₂ t-C5 siendo t la mitad del tiempo exigido al elemento que separa ambos sectores de incendio.

3.3.- RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS DE CERRAMIENTO EXTERIOR

La resistencia al fuego de todos los paneles que conforman las fachadas prefabricadas de hormigón armado, así como la de la fachada formada por el muro cortina en su totalidad, será EI 60. Esta resistencia es al menos la mitad de la mínima exigida en encuentros entre fachadas con muros y forjados que compartimentan sectores de incendio.

La planta cubierta mencionada en los apartados 3.1 y 3.3 habrá de tener únicamente resistencia al fuego R correspondiente al sector de incendio sobre el que se encuentre excepto en:

- encuentro entre la planta cubierta y la bóveda acristalada. REI 60 en planta cubierta, en una franja de un metro medida en dirección perpendicular desde la bóveda.
- intersección entre muro de compartimentación y el forjado de cubierta. REI 60 en planta cubierta en una franja de 0,50m a ambos lados de la intersección con el muro.

El muro de medianería entre que separa la nave taller del resto es EI 90 desde planta rasante hasta planta cubierta resolviendo así el encuentro entre la cubierta del taller y este.

4.- EVACUACIÓN

4.1.- OCUPACION DE LOS SECTORES DE INCENDIO

La ocupación, P , en los sectores de incendio de aplicación el Reglamento de Seguridad contra Incendios en los Establecimientos Industriales y siendo que el número de trabajadores, p , en cada uno de estos sectores es menor que 100 viene dada por:

$$P = 1,10 \cdot p$$

Por lo tanto la ocupación de cada sector de incendio es:

Sector	<i>p</i>	<i>P</i>
3	4	5
4	8	9
5	6*	7
6	6*	7

*Los trabajadores que pueden acceder a estos sectores son los mismos. No es que haya 12 trabajadores.

El cálculo de la ocupación en los sectores de incendio de aplicación el DB SI del CTE se basa en la Tabla 2.1, *Densidades de Ocupación*, del apartado 2 de la Sección SI 3 del mismo. Teniendo en cuenta que el Sector 1 es de *Uso Comercial* y el Sector 2 es de *Uso Administrativo* según las definiciones dadas en dicho documento, entonces la ocupación de esos sectores será:

Sector	m ² /persona	m ² útiles	<i>P</i>
1	5	1507.72	302
2	10	616.46	62

4.2.- NÚMERO DE SALIDAS Y LONGITUD DE LOS RECORRIDOS DE EVACUACIÓN

Desde cualquier punto origen de evacuación se puede salir del establecimiento al menos a través de 2 salidas alternativas.

Desde cualquier punto origen de evacuación de cada sector de incendio, se puede evacuar a través de al menos 2 salidas alternativas siendo los recorridos de evacuación menores a 25m en los sectores de incendio de riesgo intrínseco alto y menores de 25m en aquellos de riesgo intrínseco medio.

Mención especial merece la evacuación del Sector 2, Zona de Administración. En esta zona existen 3 *salidas de planta* para que la longitud de los recorridos de evacuación sea menor de 50m:

- Una puerta al Sector 3, Zona superior Almacén de recambios, a través de un *vestíbulo de independencia*.
- Una puerta a un Sector Escaleras, a través de un *vestíbulo de independencia*.
- Una puerta a la escalera metálica exterior. Se considera *salida de edificio* según DB SI.

Para que estas dos puertas puedan ser consideradas como salida de planta es necesario que el Sector Escaleras sea un sector de *riesgo mínimo* ya que en el confluyen la evacuación del sector alternativo (Sector 3) y el inicial (Sector 2). Para ello la escalera se ha de comunicar con cualquier otra zona, excepto con el exterior, a través de un *vestíbulo de independencia*, y además ha de estar compartimentada con muros de resistencia al fuego EI 120.

4.3.- DIMENSIONES DE LOS MEDIOS DE EVACUACIÓN

4.3.1 Escaleras

La escalera interior del taller no sólo está compartimentada formando un sector de incendio, sino que además es *escalera protegida* por ser su recorrido de evacuación ascendente. Tiene las siguientes características:

- Muros de compartimentación EI 120.
- Puertas de acceso EI₂ 60-C5
- Existe una puerta de *salida de edificio* a menos de 15m del desembarco en la planta superior.
- La resistencia al fuego de la estructura metálica de la escalera es R 30.

Las escaleras interiores que comunican el Sector 2 y el Sector 3 con el exterior constituyen como se explica en el apartado 4.2 un *sector de riesgo mínimo*.

- Muros de compartimentación EI 120.
- Puertas de acceso EI₂ 30-C5
- Comunica a los Sectores 2 y 3 a través de *vestíbulos de independencia*.
- La resistencia al fuego de la estructura de hormigón armado es R 60.

La escalera exterior metálica que comunica el Sector 2 con el exterior tiene una resistencia al fuego R 90 para su estructura y EI 90 para su cerramiento.

La anchura de los tramos de las 3 escaleras anteriores y la escalera adyacente a la rampa es siempre mayor de 1m (Anexo XI Apartado 3) y por lo tanto suficiente para evacuar cada sector de incendios según la Tabla 4.2 Sección SI 3 Apartado 4 del DB SI del CTE.

4.3.2 Puertas y pasillos

El hueco libre dejado en toda puerta interior es de al menos 0,80m siendo suficiente para evacuar todos los sectores de incendio excepto la zona comercial donde el hueco libre de las dos puertas peatonales que dan al exterior del edificio ha de ser de 1,60m.

El hueco libre de las puertas exteriores es de 1m de ancho aunque basta con 0,80m.

Todas las puertas son abatibles en el sentido de evacuación.

El ancho de los pasillos es siempre mayor que 1m (respetando la anchura mínima de 1,20m en aquellos que forman parte de un itinerario accesible).

4.3.3 Señalización de los medios de evacuación

Se utilizarán las señales de evacuación definidas en la norma UNE 23034:1988, conforme a los siguientes criterios:

- Las salidas de *recinto*, planta o edificio tendrán una señal con el rótulo "SALIDA".
- Deben disponerse señales indicativas de dirección de los recorridos, visibles desde todo *origen de evacuación* desde el que no se perciban directamente las salidas o sus señales indicativas.

5.- INTERVENCIÓN DE LOS BOMBEROS

Siendo la altura de evacuación menor de 9m, el entorno del edificio cumple con las condiciones de anchura y radios de giros de viales para garantizar el acceso de los vehículos de bomberos.

En el vial sur existen 2 ventanas de dimensiones 1,50m por 1,50m y con antepecho menor 1,20 que hacen esa parte de la fachada accesible.

6.- INSTALACIONES DE PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS

Según el nivel de riesgo intrínseco, superficies de sector de incendio, el tipo de establecimiento, la actividad desarrollada y otros condicionantes dados en la normativa de aplicación, en el concesionario-taller, se han de instalar los siguientes elementos de protección contra incendio:

Sistemas manuales de alarma de incendios

Se instala siempre un pulsador en cada salida del sector de incendio y además la distancia entre pulsadores no sobrepasará los 25m.

Hidrantes exteriores

Existen 2 hidrantes exteriores instalados en la vía pública a menos de 100m de la fachada accesible que son suficientes para satisfacer las necesidades propias del concesionario-taller.

Extintores de incendio

Se instalan extintores polivalentes de forma que de todo origen de evacuación haya uno a una distancia máxima de 15m. En el Sector 4, Taller mecánico-eléctrico, habrá además un extintor móvil (sobre carro).

Junto a los cuadros eléctricos, motores y transformadores (aunque no aparezcan en planos) se colocarán extintores de CO₂.

Bocas de incendio equipadas (BIE)

Los sectores de incendio donde se instalan las BIE's y las características de estas son:

-Sector 3 planta baja:

TIPO DE BIE: 45mm
SIMULTANEIDAD: 3
AUTONOMIA: 90 minutos
CAUDAL: 200 l.p.m a 3.5 bar en punta de lanza

-Sector 3 planta alta:

TIPO DE BIE: 45mm
SIMULTANEIDAD: 3
AUTONOMIA: 90 minutos
CAUDAL: 200 l.p.m a 3.5 bar en punta de lanza

-Sector 1

TIPO DE BIE: 25mm
SIMULTANEIDAD: 2
AUTONOMIA: 60 minutos
CAUDAL: 100 l.p.m a 3.5 bar en punta de lanza

La posición y dotación de BIE's cumple lo siguiente:

- 1,5m sobre nivel de suelo
- al menos una BIE a menos de 5m de la salida del sector de incendio
- tantas BIE's como necesarias para cubrir todo el sector de incendio, siendo el radio de acción de una BIE la longitud de la manguera (20m) más 5m.
- Distancia entre cualquier punto del local hasta la BIE menor siempre de 25m.
- Distancia máxima entre BIE's de 50m.

Para el caso en que la red general de abastecimiento no sea capaz de proporcionar una presión en punta de lanza mínima de 2 bares y siendo la hipótesis de funcionamiento más desfavorable aquella que contempla el funcionamiento simultaneo de 3 BIE's de 45mm durante 90 minutos, se instala un depósito de agua de reserva de 54000 litros con un equipo de presión y bombeo con potencia autónoma (por si se

fastidiase el suministro eléctrico). Este depósito va enterrado y sus dimensiones son de 5m de largo por 5m de ancho por 2.20m de alto.

Sistemas de alumbrado de emergencia

En este proyecto se colocan luces de emergencia en todos los sectores de incendio aunque no haga falta por normativa. La posición de las luminarias cumple lo siguiente:

- en las puertas de los recorridos de evacuación en cada sentido posible de evacuación.
- en cada tramo de escaleras.
- cambios de dirección e intersecciones de pasillos.
- en las puertas de los aseos.

PLIEGO DE CONDICIONES

INDICE

CAPITULO I – DISPOSICIONES GENERALES

- 1.1 Objeto de este pliego
- 1.2 Descripción general de la obra
- 1.3 Acta de replanteo
- 1.4 Comienzo de las obras
- 1.5 Ejecución de las obras
- 1.6 Responsabilidades del contratista en la dirección y ejecución de las obras
- 1.7 Obligaciones del contratista no expresadas en este pliego
- 1.8 Operarios
- 1.9 Caseta para oficina
- 1.10 Plazo de ejecución
- 1.11 Recepción provisional de las obras
- 1.12 Plazo de garantía
- 1.13 Obras defectuosas
- 1.14 Recepción definitiva
- 1.15 Casos de rescisión
- 1.16 Faltas y multas
- 1.17 Accesos fáciles a todas partes de la obra
- 1.18 Documentos que puede reclamar el contratista
- 1.19 Libro de órdenes
- 1.20 Orden de ejecución de los trabajos
- 1.21 Gastos de control de calidad
- 1.22 Revisiones de precios

CAPITULO II – APLICACION DEL PLIEGO DE CONDICIONES

- 2.1 Sistema general de construcción
 - 2.1.1 Movimientos de tierras
 - 2.1.2 Cimentaciones
 - 2.1.3 Estructura
 - 2.1.4 Albañilería
 - 2.1.5 Pavimentos y alicatados
 - 2.1.6 Varios

CAPITULO III - CONDICIONES QUE DEBEN SATISFACER LOS MATERIALES

- 3.1 Procedencia de los materiales y sus condiciones generales
- 3.2 Agua
- 3.3 Tierra
- 3.4 Arena
- 3.5 Cementos
- 3.6 Yeso
- 3.7 Árido para el hormigón
- 3.8 Morteros
- 3.9 Hormigón
- 3.10 Aditivos
- 3.11 Ladrillos y bloques
- 3.12 Gres
- 3.13 Azulejos
- 3.14 Armaduras
- 3.15 Acero en chapas y perfiles laminados
- 3.16 Herrajes, clavazón, materiales empleados en cerrajería de taller y cerramientos metálicos
- 3.17 Aluminio

- 3.18 Materiales a emplear en aislamientos
- 3.19 Materiales a emplear en aparatos sanitarios.
- 3.20 Materiales a emplear en los revestimientos de paredes y techos
- 3.21 Vidrios y cristales
- 3.22 Pinturas, colores, aceites, barnices
- 3.23 Sellantes
- 3.24 Resistencia ante el fuego de los materiales a emplear
- 3.25 Materiales a utilizar en la urbanización
- 3.26 Reconocimiento de materiales
- 3.27 Muestras de materiales y ensayos de los mismos
- 3.28 Aparatos, maquinarias y medios auxiliares
- 3.29 Materiales no consignados en este pliego.

CAPITULO IV – EJECUCION DE LAS OBRAS

- 4.1 Explanación del terreno
- 4.2 Replanteo
- 4.3 Apertura de zanjas para cimientos y pozos de registro
- 4.4 Trabajos de cimentación
- 4.5 Muros
- 4.6 Tabiquería
- 4.7 Forjado
- 4.8 Escaleras
- 4.9 Aparatos sanitarios
- 4.10 Enfoscados
- 4.11 Alicatados
- 4.12 Pavimentos
- 4.13 Recibido de cercos
- 4.14 Carpintería de armar y de taller
- 4.15 Vidriería
- 4.16 Pintura
- 4.17 Andamios
- 4.18 Apeos y vallas
- 4.19 Trabajos de cerrajería
- 4.20 Trabajos de aislamiento
- 4.21 Trabajos generales de hormigón en masa y armados
- 4.22 Trabajos generales de urbanización
- 4.23 Clase de obras no especificadas en este pliego
- 4.24 Materiales y obras defectuosas

CAPITULO V – MEDICION Y ABONO DE LAS OBRAS

- 5.1 Movimiento de tierras
- 5.2 Replanteo
- 5.3 Cimentación, hormigones
- 5.4 Armaduras
- 5.5 Soleras
- 5.6 Valoración de fábricas
- 5.7 Valoración de la sillería
- 5.8 Valoración de la tabiquería
- 5.9 Valoración de los forjados
- 5.10 Valoración de enfoscados
- 5.11 Valoración de las escaleras
- 5.12 Aparatos sanitarios
- 5.13 Valoración de pavimentos y alicatados
- 5.14 Valoración de las obras de carpintería de taller

- 5.15 Valoración de la vidriería
- 5.16 Valoración de la pintura
- 5.17 Diferentes elementos comprendidos en los precios del presupuesto
- 5.18 Valoración de unidades no expresadas en este pliego

CAPÍTULO I. DISPOSICIONES GENERALES.

Artículo 1.1: OBJETO DE ESTE PLIEGO

El objetivo de este Pliego es la enumeración de las condiciones generales de Control y de ejecución, a las que se han de ajustar las diversas unidades de la obra, para la ejecución del proyecto.

Este Pliego se complementa con la especificaciones técnicas incluidas en cada anexo de la memoria correspondiente a la estructura del edificio.

Artículo 1.2: DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA OBRA

Según Memoria.

Artículo 1.3: ACTA DE REPLANTEO

Se efectuará el Acta de Replanteo general a los 15 días de firmado el contrato de adjudicación definitiva de las obras.

Artículo 1.4: COMIENZO DE LAS OBRAS

El Contratista dará comienzo a las obras a los 10 días de haber finalizado el Acta de Replanteo, dando cuenta oficial por escrito a la Dirección Facultativa de haberlas comenzado.

Artículo 1.5: EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

El Contratista tiene obligación de ejecutar esmeradamente todas las obras y cumplir estrictamente todas las condiciones estipuladas y cuantas órdenes le sean dadas, verbales o escritas, por la dirección Facultativa, entendiéndose que deben entregarse completamente terminadas cuantas obras afectan a este compromiso.

Si a juicio de dicha Dirección facultativa hubiese alguna parte de la obra mal ejecutada, tendrá el Contratista la obligación de demolerla y volverla a ejecutar cuantas veces sea necesario hasta que quede a satisfacción de la Dirección Facultativa, no dándole estos aumentos de trabajo derecho a pedir indemnización de ningún género, aunque las malas condiciones de aquella se hubiesen notado después de la recepción provisional.

Artículo 1.6: RESPONSABILIDAD DEL CONTRATISTA EN LA DIRECCIÓN Y EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

El Contratista es el único responsable de la ejecución de las horas que haya contratado, no teniendo derecho a indemnización alguna por el mayor precio a que pudiera costarle ni por las erradas maniobras que cometiese durante su construcción siendo de su cuenta y riesgo e independientemente de la inspección de la Dirección Facultativa.

Asimismo será responsable ante los Tribunales de los accidentes que por inexperiencia o descuido sobreviniesen, tanto en la construcción como en los andamios, ateniéndose en todo a las disposiciones de la policía urbana y leyes comunes sobre la materia.

También se sujetará a lo que dispone el Promotor respecto a entradas y salidas de vehículos en el solar, vertederos y local de acopios de materiales y su preparación, siendo responsable de este incumplimiento y de los daños que pudieran causar sus operarios en los paseos, arbolados y cualquier zona pública o privada.

Artículo 1.7: OBLIGACIONES DEL CONTRATISTA NO EXPRESADAS EN ESTE PLIEGO

Es obligación del Contratista ejecutar cuanto sea necesario para la buena construcción y aspecto de las obras, aunque no se halle expresamente determinado en estas condiciones, siempre que, sin separarse de su espíritu y recta interpretación, lo disponga la Dirección Facultativa.

Las dudas que pudieran ocurrir en las condiciones y demás documentos del contrato se resolverán por la Dirección Facultativa, así como la inteligencia de los planos y descripciones y detalles, debiendo someterse en Contratista a lo que dicha Dirección decida.

El Promotor se reserva en todo momento, y especialmente al aprobar las relaciones valoradas mensuales, el derecho de comprobar, por medio de la dirección Facultativa, si el Contratista a cumplido los compromisos referentes al pago de jornales y materiales invertidos en la obra a cuyo efecto presentará dicho Contratista las listas que hayan servido para el pago de los jornales y los recibos de abono de los materiales sin perjuicio de que después de la liquidación final y antes de la devolución de la fianza, se practique una comprobación general de haber satisfecho dicho Contratista por completo los pagos indicados.

Artículo 1.8: OPERARIOS

El Contratista deberá tener siempre en la obra el número de operarios proporcional a la extensión de los trabajos y la clase de estos que se esté ejecutando. Los operarios serán de actitud reconocida y experimentados en sus respectivos oficios y constantemente ha de haber en la obra un oficial encargado.

No permitirá trabajar a ningún obrero en quién note falta de costumbre de andar en los andamios y si por omisión o inobservancia de las prescripciones ocurriese alguna desgracia, serán de su cuenta y riesgo las responsabilidades.

La Dirección Facultativa podrá exigir por escrito al Contratista que retire de la obra a todo empleado que considere incompetente, descuidado, insubordinado o que fuese susceptible de cualquier otra objeción.

Artículo 1.9: CASETA PARA OFICINA

El contratista deberá disponer en sitio adecuado de la obra o solar una caseta debidamente acondicionada donde la Dirección Facultativa pueda examinar cómodamente los planos y demás documentos del proyecto.

Artículo 1.10: PLAZO DE EJECUCIÓN

El Contratista terminará la totalidad de los trabajos en el plazo que se fije en el Contrato, a cuyo vencimiento se hará la recepción general provisional de la misma por la Dirección Facultativa, acompañada por el Contratista.

Después de practicar un escrupuloso reconocimiento y estando conforme con todas y cada una de aquellas condiciones de este Pliego, se levantará acta firmada por la Dirección facultativa y por el Contratista, entregándose a éste el original para que pueda acompañarlo a su cuenta y enviándose un duplicado a la Promotora, empezando a correr el plazo de garantía desde la fecha en que esta aprobación tenga lugar.

Artículo 1.11: RECEPCIÓN PROVISIONAL DE LAS OBRAS

Una vez terminada la totalidad de las obras, se procederá a la recepción provisional, para la cual será necesaria la asistencia de un representante de la Propiedad, de los Ingenieros Directores de las obras y del contratista o su representante. Del resultado de la recepción se extenderá un acta por triplicado firmada por los tres asistentes legales antes indicados.

Si las obras se encuentran en buen estado y han sido ejecutadas con respecto a las condiciones establecidas, se darán por recibidas provisionalmente, comenzando a correr en dicha fecha el plazo de garantía de un año.

Cuando las obras no se hallen en estado de ser recibidas, se hará constar en el acta y se especificará en la misma los defectos observados así como las instrucciones al Contratista que la dirección Técnica considere necesarias para remediar los defectos observados, fijándose un plazo para subsanarlo, expirado el cual, se efectuará un nuevo reconocimiento en idénticas condiciones a fin de proceder de nuevo a la recepción provisional de la obra.

Si el Contratista no hubiese cumplido, se considerará rescindida la Contrata con pérdidas de fianza, a no ser se estime conveniente se le conceda un nuevo e improrrogable plazo.

Será condición indispensable para proceder a la recepción provisional la entrega por parte de la Contrata a la dirección Facultativa de la totalidad de los planos de obra generales y de las instalaciones realmente ejecutadas, así como sus permisos de uso correspondientes.

Artículo 1.12: PLAZO DE GARANTÍA

El plazo de garantía será de 12 meses, y transcurrido este tiempo se verificará la recepción definitiva con las mismas personas y en las mismas condiciones que la provisional, y estando las obras bien conservadas y en perfecto estado, El Contratista hará entrega de las mismas, quedando relevado de toda responsabilidad. En caso contrario se retrasará la recepción definitiva hasta que a juicio de la Dirección Facultativa, y dentro del plazo que estos marquen, queden las obras de modo y forma que determina el presente Pliego.

Si del nuevo reconocimiento resultase que el Contratista no hubiese cumplido, se declarará rescindida la contrata, con pérdida de la fianza, a no ser que el Promotor crea procedente concederle un nuevo plazo que será improrrogable.

Artículo 1.13: OBRAS DEFECTUOSAS

Si alguna obra que no se halle perfectamente ejecutada con acuerdo a las condiciones de la contrata, fuese, sin embargo, admisible, podrá ser recibida provisional o definitivamente. En este caso el Contratista quedará obligado a conformarse, sin derecho a reclamación alguna con la rebaja que el Ingeniero Director apruebe, salvo el caso de que el contratista prefiera demolerla a su costa y rehacerla con arreglo a las condiciones.

Artículo 1.14: RECEPCIÓN DEFINITIVA

Finalizado el plazo de garantía se procederá a la recepción definitiva con las mismas formalidades de la provisional. Si se encontraran las obras en perfecto estado de uso y conservación, se darán por recibidas definitivamente y quedará el Contratista relevado de toda responsabilidad administrativa quedando subsistente la responsabilidad civil según establece la Ley.

En caso contrario se procederá de idéntica forma que la preceptuada para la recepción provisional, sin que el Contratista tenga derecho a percepción de cantidad alguna en concepto de ampliación del plazo de garantía y siendo obligación suya hacerse cargo de los gastos de conservación hasta que la obra haya sido recibida definitivamente.

Artículo 1.15: CASOS DE RESCISIÓN

Para los casos en que pueda y deba rescindirse la contrata, tanto por fallecimiento o quiebra del Contratista como por variaciones en las obras hechas, antes o después de comenzadas, por no ser posible comenzar oportunamente dichas obras, por tener que suspenderlas en el plazo estipulado, se aplicarán las adversas disposiciones contenidas en el presente Pliego, y en su defecto, las expuestas para tales casos en el Reglamento General de Contratación del Estado.

Artículo 1.16: FALTAS Y MULTAS

Todas las faltas que el Contratista cometa durante la ejecución de las obras, así como las multas a las que diese lugar por contravención de las disposiciones municipales, son exclusivamente de su cuenta, sin derecho a indemnización alguna.

Artículo 1.17: ACCESOS FÁCILES A TODAS PARTES DE LA OBRA

Se facilitarán por el Contratista los accesos a todas partes de la obra por medio de chaperas, andamiajes con tablonos y pasamanos, etc.

Artículo 1.18: DOCUMENTOS QUE PUEDE RECLAMAR EL CONTRATISTA

El contratista podrá solicitar, a sus expensas, copias de todos los documentos del proyecto que le serán facilitadas por la dirección Facultativa, con su firma en dichas copias si así conviene el contratista.

También tendrá derecho a sacar copias de las relaciones valoradas y de las certificaciones expedidas por la dirección Facultativa.

Artículo 1.19: LIBRO DE ÓRDENES

En las oficinas de la obra tendrá el Contratista un Libro de Órdenes donde, siempre se juzgue conveniente, escribiera la dirección Facultativa las que necesite darle, sin perjuicio de ponerlas por oficio cuando lo crea necesario, cuyas órdenes firmará el Contratista como enterado, expresando la hora en que lo verifica.

El cumplimiento de estas órdenes que le sean dirigidas por oficio son tan obligatorias para el Contratista como las del presente Pliego de Condiciones siempre que en las veinticuatro horas siguientes a las que firme "el enterado" no presente aquellas reclamaciones sobre las mismas.

Artículo 1.20: ORDEN DE EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.

En el plazo de 15 días, a partir de la firma del Acta de Replanteo, el contratista presentará el programa de trabajos de obras, que incluirá los siguientes datos:

- a) Fijación de las clases de obra que integran el proyecto o indicaciones del volumen de las mismas.
- b) Determinación de los medios necesarios (instalaciones, equipos y materiales) con expresión de sus rendimientos medios.
- c) Estimación en días calendarios de los plazos parciales de las diversas clases de obra.
- d) Valoración mensual acumulada de la obra programada sobre la base de los precios unitarios de adjudicación.
- e) Representación gráfica de las diversas actividades en un diagrama espacios-tiempos.

La Dirección Facultativa de las obras deberá dar su conformidad al Plan de obra presentado antes de que pueda surtir efecto.

En cualquier caso que lo estime conveniente, la dirección Facultativa podrá modificar el orden de ejecución de los trabajos que se hayan previsto en el programa presentado, si considera que puede producir algún perjuicio a las obras, debiendo atenerse el Contratista, en todo momento, a las indicaciones que sobre éste haga la Dirección Facultativa.

Artículo 1.21: GASTOS DE CONTROL DE CALIDAD

Del presupuesto de contrata de la obra se podrá destinar hasta un 1% para gastos de control de calidad de la misma, sin que el Contratista tenga derecho a reclamar cantidad alguna sobre este concepto, siempre que no se pase del citado porcentaje, realizando toda clase de ensayos de control de materiales por laboratorio homologado.

Artículo 1.22: REVISIONES DE PRECIOS

En las revisiones de precios, siempre que se den las circunstancias establecidas en la Orden del 13 de marzo de 1979 para obras del ministerio de Obras Públicas y Urbanismo y sus Organismos autónomos, será de aplicación la fórmula polinómica que se especifica en el Anexo del presente Pliego (Mod. G-416).

CAPÍTULO II. APLICACIÓN DEL PLIEGO DE CONDICIONES

Artículo 2.1: SISTEMA GENERAL DE CONSTRUCCIÓN

Para llevar a cabo las obras objeto del presente Proyecto será necesario realizar:

2.1.1. Movimiento de tierras

Para zanjas y zapatas de cimentación y para la urbanización se realizará el correspondiente movimiento de tierras. Estas operaciones se realizarán por medios mecánicos y perfilado manual.

2.1.2. Cimentaciones

La disposición, tipo y características generales de las cimentaciones se recogen detalladamente en los planos del Proyecto.

2.1.3. Estructura

La estructura se ejecutará de acuerdo a lo determinado en los planos y en el anexo de la Memoria. todo ello de acuerdo con el DB SE A y la Instrucción del Hormigón Estructural EHE 08.

Se realizarán controles por laboratorio homologado.

2.1.4. Albañilería

Los cerramientos exteriores y la tabiquería interior se ejecutarán en la forma indicada en los planos. Los revestimientos interiores con mortero de cemento.

2.1.5. Pavimentos y alicatados

La pavimentación interior, así como los peldaños y mesetas de escalera, se ejecutarán con arreglo a los planos y a las indicaciones del presupuesto. En zonas exteriores se emplearán los materiales definidos en Planos, presupuesto y Memoria del Proyecto. Las cubiertas se ejecutarán según se describe en la Memoria.

2.1.6. Varios

Se ejecutarán todas las obras necesarias para llevar a cabo las anteriormente descritas como entibaciones si fueran necesarias, andamios, cimbras, modelos, cajas y rozas en las fábricas, etc., operaciones de sondeo, nivelaciones, alineaciones, replanteos y el suministro de cuantos medios auxiliares se requieran.

Cuanto exija la organización y marcha de los trabajos, como oficina provisional, administrativa, construcción de vallas, caseta de guarda, almacenes provisionales, etc.

El Contratista se compromete a ejecutar a los precios que figuran en el Presupuesto, cuantas unidades de obra le ordene la Dirección Facultativa, de acuerdo con la normativa vigente.

CAPÍTULO III. CONDICIONES QUE DEBEN SATISFACER LOS MATERIALES

Artículo 3.1: PROCEDENCIA DE LOS MATERIALES Y SUS CONDICIONES GENERALES

Todos los materiales serán de la mejor calidad y la elaboración de los productos será perfecta. Tendrán las dimensiones que marquen los documentos del Proyecto y se fijen en los detalles y Memorias que la Dirección Facultativa redacte durante la ejecución de las obras.

Artículo 3.2: AGUA

El contratista deberá procurarse toda el agua que haya de emplearse durante la construcción. La que se emplee en la confección de morteros y para el hormigón será limpia y potable, para lo cual, si fuera preciso se dispondrán depósitos en la obra.

Cumplirá además lo especificado en la instrucción EHE 08, título 3, Cap. VI y artículo 27.

Artículo 3.3: TIERRA

La tierra que se emplee en las diversas unidades de obra reunirá las condiciones más apropiadas para cada una de ellas.

En terraplenes y macizados se usará la más inmediata a la construcción, siempre que su granulometría y composición la hagan apta para su utilización.

Artículo 3.4: ARENA

La arena que se emplee en la construcción será limpia, suelta, áspera, crujiente al tacto y exenta de sustancias orgánicas o partículas terrosas, para lo cual, si fuera necesario se tamizará y lavará convenientemente en agua potable.

Cumplirá además lo especificado en la instrucción EHE 08, título 3, Cap. VI y artículo 28.

Artículo 3.5: CEMENTOS

El cemento será de fábricas acreditadas y sometido el producto a los análisis químicos, mecánicos y de fraguado, deberá dar los resultados exigidos por esta clase de materiales.

Los cementos se almacenarán convenientemente para que no pierdan las condiciones de bondad necesarias para ser aplicadas a la construcción.

En el caso que la Dirección Facultativa crea necesario que los análisis y experiencias se ejecuten en un laboratorio oficial, los derechos que devenguen estas operaciones serán de cuenta del Contratista.

Cumplirá además lo especificado en la instrucción EHE 08, título 3, Cap. VI y artículo 26.

Artículo 3.6: YESO

El yeso será puro, estará bien cocido, exento de toda parte terrosa, bien molido y tamizado; provendrá directamente del horno, desechándose todo aquel que presente señales de hidratación.

Amasado con un volumen igual al suyo de agua y tendido sobre un paramento no deberá reblandecerse, ni agrietarse, ni tener en la superficie de tendido manifestaciones alitrosas. El amasado se hará con todo cuidado y a medida que se vaya empleando.

El yeso para enlucidos será perfectamente blanco y tamizado. En la obra se conservará en lugar muy seco.

Artículo 3.7: ÁRIDO PARA EL HORMIGÓN

La piedra que se usará para el hormigón será dura, compacta y de suficiente consistencia. Las piedras deberán poder pasar en todo sentido por anillos cuyo diámetro interior sea de ocho centímetros, y no podrán pasar por otros cuyo diámetro interior sea de dos centímetros. El machacado deberá hacerse de forma que no predominen las piedras de un tamaño sobre las demás y que presenten aristas vivas.

La piedra machacada se empleará libre de tierra, arena, detritus y otras sustancias extrañas.

Los áridos procederán de canteras autorizadas por la Dirección Facultativa.

Cumplirá además lo especificado en la instrucción EHE 08, título 3, Cap. VI y artículo 28.

Artículo 3.8: MORTEROS

Los morteros de cemento para fábrica de bloques y ladrillo estarán formados, en volúmenes especificados de arena y cemento, haciéndose la mezcla mecánicamente, agregando después el agua necesaria para el amasado, de modo que el mortero tenga la consistencia conveniente. La proporción, según lo exija la naturaleza de los materiales.

El amasado de mortero se hará de tal forma que reslte una pasta homogénea y sin palomillas. Cuando éste sea con cemento, y sobre todo, si éste fuera de fraguado rápido, se hará en pequeñas cantidades y su empleo será inmediato para que no tenga lugar antes el principio del fraguado.

La cantidad de agua se fijará en cada caso por la Dirección Facultativa. No deberá hacerse en ningún caso el rebatido de los morteros.

Artículo 3.9: HORMIGÓN

Los hormigones se definen por su resistencia característica y/o contenido y clase de cemento.

Cumplirá además lo especificado en la instrucción EHE 08, título 3, Cap. VI y artículo 30.

Artículo 3.10: ADITIVOS

Podrá autorizarse el empleo de todo tipo de aditivos, siempre que se justifique, mediante los oportunos ensayos, que la sustancia agregada en las proporciones previstas produce el efecto deseado sin perturbar excesivamente las restantes características del hormigón ni representar un peligro para las armaduras.

Artículo 3.11: LADRILLOS Y BLOQUES

El ladrillo será duro y estará fabricado con buenas arcillas. Su cocción será perfecta y su fractura se presentará uniforme, sin cuerpos extraños. Deberá ser perfectamente plano, bien cortado y con buenos frentes, siendo su color uniforme.

Procederá de los tejares de la localidad o de otros acreditados, cuya fabricación responda a las condiciones fijadas anteriormente.

Podrá emplearse el ladrillo silíceo calcáreo. Serán rechazados los que presenten gran cantidad de aristas desportilladas.

Los bloques de hormigón serán de superficies lisas hechos con hormigón vibrado con mortero de 250kg/m^3 en volumen de cemento. Serán prismas rectos con aristas vivas. Se desecharán todos los que no tengan las resistencias mínimas (45kg/cm^2 de R.K.) de acuerdo con la carga que hayan de soportar y se especifique en el proyecto.

Artículo 3.12: GRES

Como el ladrillo, este material estará fabricado con buena arcilla, bien prensado, sin alabeos ni defectos, bien cortado a escuadra, de color uniforme, sin resquebraaduras ni saltadizos en sus paramentos aparentes, sujetándose en sus dimensiones y colores a los corrientes en las fábricas productoras.

Artículo 3.13: AZULEJOS

Los azulejos, vierteaguas y otros elementos análogos provendrán de fábricas acreditadas y tendrán la forma y dimensiones corrientes o que se determinen en casos especiales.

Deberán estar confeccionados con esmero y no se admitirán los que presenten grietas, estén alabeados o tengan cualquier otro defecto que perjudique su buen aspecto o resistencia. En lo que respecta a despiece coloración y dibujos, se sujetarán en cada caso a los trazados que facilite la Dirección facultativa.

Artículo 3.14: ARMADURAS

El acero en redondos para armaduras reunirá las condiciones que se especifican en la instrucción EHE 08, título 3, Cap. VI y artículos 31 y 32.

Artículo 3.15: ACERO EN CHAPAS Y PERFILES LAMINADOS

Las barras o pletinas carecerán de defectos y estarán perfectamente laminadas, con arreglos a los perfiles que el Director de las obras señale al Contratista, de entre los que figuren en los catálogos de las fábricas.

La carga de rotura por tracción será superior a 34kg/cm^2 .

En los elementos metálicos que vayan a quedar en zonas expuestas a la acción corrosiva en ambiente agresivo, se aplicará un tratamiento especial a los mismos, de forma que a juicio de la Dirección Facultativa, se garantice una buena construcción.

Artículo 3.16: HERRAJES, CLAVAZÓN, MATERIALES EMPLEADOS EN CERRAJERÍA DE TALLER Y CERRAMIENTOS METÁLICOS

Los tornillos y pasadores empleados para el enlace de las piezas metálicas deberán estar bien calibrados y tener un paso igual a los que se exige en los planos de obras y anexo correspondiente.

No se admitirán imperfección alguna en la forma y fabricación de estos elementos.

Toda la clavazón y los tornillos que se empleen tendrán la longitud y grueso necesarios.

Artículo 3.17: ALUMINO

Los perfiles de aluminio que se utilicen para la ejecución de las diferente unidades constructivas serán de fabricación por extrusionado, y estarán sometidos a procesos de anodizado. El Contratista deberá presentar Certificado de Garantía, en el que se haga constar por el fabricante el cumplimiento de estas condiciones así como del espesor de la capa anódica, y el procedimiento de coloración.

Artículo 3.18: MATERIALES A EMPLEAR EN AISLAMIENTOS

Para los trabajos de aislamiento, los materiales empleados serán los detallados en la Memoria del Proyecto.

Artículo 3.19: MATERIALES A EMPLEAR EN APARATOS SANTARIOS

Para los trabajos de instalación de aparatos sanitarios e instalaciones higiénicas auxiliares, los materiales a emplear cumplirán las condiciones que se especifican en los documentos del proyecto.

Artículo 3.20: MATERIALES A EMPLEAR EN LOS REVESTIMIENTOS DE PAREDES Y TECHOS

Para los trabajos de revestimientos, los materiales a emplear en suelos techos y paredes cumplirán con las condiciones que se especifican en los documentos del Proyecto.

Artículo 3.21: VIDRIOS Y CRISTALES

Los cristales serán claros, diáfanos, deslustrados o raspados según se designe en los documentos del Proyecto.

Serán de grueso uniforme perfectamente planos, estarán desprovistos de manchas, burbujas, nubes, piqueras y otros defectos y deberán cortarse con limpieza para su colocación.

Artículo 3.22: PINTURAS, COLORES, ACEITES, BARNICES

Todas las sustancias de uso general en la pintura deberán ser de excelente calidad. Los colores reunirán las condiciones siguientes:

- a) Facilidad de extenderse y cubrir perfectamente la superficie a que se apliquen.
- b) Fijeza en su tinta.
- c) Facultad de incorporarse al aceite, color, etc.
- d) Insolubilidad en agua
- e) Persistencia a la acción de los aceites o de otros colores.

Los aceites y barnices reunirán, a su vez, las siguientes condiciones:

- a) Ser inalterables por la acción del aire.
- b) Conservar la fijeza de los colores
- c) Transparencia y brillo perfectos

Los colores estarán bien molidos y serán mezclados con el aceite bien purificado y sin posos. Su color será amarillo claro, no admitiéndose que al usarlo deje manchas o ráfagas que indiquen la presencia de sustancias extrañas.

El barniz que se emplee será de primera calidad, claro y transparente.

Artículo 3.23: SELLANTES

Los distintos productos para el relleno o sellado de juntas deberán poseer las propiedades siguientes:

- a) Garantía de envejecimiento
- b) Impermeabilización.
- c) Perfecta adherencia a distintos materiales
- d) Inalterabilidad ante el contacto permanente con agua a presión.

- e) Capacidad de deformación reversible.
- f) Fluencia limitada.
- g) Resistencia a la abrasión.
- h) Estabilidad mecánica ante las temperaturas extremas.

A tal efecto, el Contratista presentará Certificado de Garantía del fabricante en el que se haga constar el cumplimiento de su producto de los puntos expuestos. La posesión de documento de Idoneidad Técnica será razón preferencial para su aceptación.

Artículo 3.24: RESISTENCIA ANTE EL FUEGO DE LOS MATERIALES A EMPLEAR

Los materiales empleados deberán cumplir los especificado en el DB SI del CTE, Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales, y la Ordenanza Municipal de Protección contra Incendios de Zaragoza.

Artículo 3.25: MATERIALES A UTILIZAR EN LA URBANIZACIÓN

Para los materiales a utilizar en la urbanización se atenderá a lo expuesto en el artículo 4.22 del presente Pliego.

Artículo 3.26: RECONOCIMIENTO DE MATERIALES

Todos los materiales serán reconocidos por la Dirección Facultativa, o persona delegada por él, antes de su empleo en obra sin cuya aprobación no podrá procederse a su colocación, siendo retirados de la obra los que sean desechados.

Este reconocimiento previo no constituye la aprobación definitiva, y la dirección facultativa podrá hacer quitar, aún después de colocados en obra, aquellos materiales que presenten defectos no percibidos en dicho primer reconocimiento. Los gastos que se originen en este caso serán todos de cuenta del Contratista.

Artículo 3.27: MUESTRAS DE MATERIALES Y ENSAYOS DE LOS MISMOS

El Contratista proporcionará a la Dirección Facultativa muestras materiales para su aprobación. Los ensayos y análisis que la dirección facultativa juzgue necesarios, se harán en laboratorios y talleres homologados que se indicarán al Contratista. La muestra de los materiales, una vez hayan sido aceptados, será guardada conjuntamente con los certificados extendidos al respecto.

Artículo 3.28: APARATOS, MAQUINARIA Y MEDIOS AUXILIARES

Los aparatos, maquinaria y demás útiles que sea necesario emplear para la ejecución de las obras reunirán las mejores condiciones para su funcionamiento.

Los materiales de que se compongan serán de buena calidad y tendrán la resistencia necesaria para el uso a que se destina.

Artículo 3.29: MATERIALES NO CONSIGNADOS EN ESTE PLIEGO

Los materiales que no se hubiesen consignado en este Pliego y fuese necesario emplear, reunirán las condiciones de bondad necesarias a juicio de la Dirección Facultativa. El contratista no tendrá derecho a reclamación de ningún género por las condiciones que se exijan para estos materiales.

CAPÍTULO IV. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

Artículo 4.1: EXPLANACIÓN DEL TERRENO

El concesionario-taller se ubica en una parcela perfectamente acondicionada (explanada y vallada) en una fase anterior.

Artículo 4.2: REPLANTEO

Realizada la explanación, el Contratista procederá al replanteo del edificio, señalando por medio de estacas y camillas de madera las alineaciones del perímetro y el tizón de las zanjas que deban abrirse para formar los cimientos. De esta operación se extenderá acta por triplicado, que firmarán la Dirección Facultativa y el Contratista, en la que se hará constar que el replanteo a quedado efectuado con sujeción a los planos. Una de estas actas se unirá al expediente y la otra se entregará al Contratista.

Será de cuenta del Contratista facilitar todos los elementos necesarios al objeto como camillas, cuerdas, etc. Bajo ningún pretexto ni motivo podrá alterarse ni modificarse la situación de los puntos de referencia, debiéndose procurarse su conservación hasta ser señalados los zócalos y los muros.

Según vayan adelantando las obras se irán haciendo los replanteos parciales que fuesen necesarios.

Artículo 4.3: APERTURA DE ZANJAS PARA CIMIENTOS Y POZOS DE REGISTRO

Después de trazadas las zanjas se empezará a ejecutar su vaciado, teniendo todas ellas las dimensiones señaladas en la planta correspondiente y la profundidad y la profundidad necesaria para encontrar terreno firme, a juicio de la Dirección Facultativa.

El Contratista no podrá macizar las zanjas sin una orden, por escrito, de la Dirección facultativa, dada cuando ésta haya reconocido el terreno y haciéndose, en caso de duda, los pozos de sondeo que sean necesarios, utilizando para este reconocimiento todos los medios precisos, sin que por este concepto tenga el Contratista derecho a indemnización de ninguna especie.

Si fuese necesario hacer banqueos, por encontrarse el firme a profundidades variables, el Contratista los llevará a cabo, así también como los vaciados exigidos por sistemas especiales de cimentación que fuese preciso adoptar.

Si las profundidades a las que hubiese que bajar para hallar el firme excedieran mucho de las asignadas en el presupuesto, se abonará al Contratista, como aumento de obra, la cantidad en que este excediese del total señalado en el estado de valoración sobre que establezca su compromiso.

Queda obligado el Contratista a colocar cuantos codales sean necesarios y a emplear los medios que la Dirección Facultativa crea convenientes para el sostenimiento de las tierras, operaciones de agotamiento, etc.

Las tierras procedentes del vaciado se emplearán siempre que sean actas en el terraplenado exigido por la elevación del pavimento con relación al nivel de la calle. Este terraplenado se ejecutará por capas de 30cm, apisonadas y humedecidas convenientemente.

No se ejecutará ninguna unidad de obra que vaya a quedar enterrada sin que antes la Dirección Facultativa tome y anote, en presencia del Contratista, los datos necesarios para ubicar y valorar dichas unidades.

Artículo 4.4: TRABAJOS DE CIMENTACIÓN

Terminada la apertura de zanjas y reconocido el terreno por la Dirección Facultativa se tomarán las oportunas notas acerca de las longitudes, profundidades, tizones de estas zanjas, de las cuales se extenderá un duplicado que se entregará al Contratista. La Dirección facultativa dará orden por escrito

para proceder al macizado, sin cuyo requisito no podrán empezarse estas operaciones, conforme queda indicado en el artículo anterior.

Todos los cimientos se ejecutarán con el género de fábricas y sistema que se indica en las mediciones y presupuesto.

Artículo 4.5: MUROS

Muros de fachada:

Los muros de fachada se construirán con el género de fábrica que se establece en las mediciones y presupuesto, conforme a las instalaciones que en artículos anteriores se determinan y a las que, en el curso de las obras, tenga a bien dictar la Dirección Facultativa.

Muros interiores:

Los muros interiores se construirán con el género de fábrica que se establece en las mediciones y presupuesto, y se tendrá en cuenta para su ejecución lo que se detalla para los muros de fachada, sujetándose en dimensiones y huecos para puertas y ventanas a lo marcado en los planos y las indicaciones que en todo momento pueda hacer la Dirección Facultativa.

Artículo 4.6: TABIQUERÍA

Los tabiques se construirán con el género de fábrica que se establece en las mediciones y presupuestos y han de quedar perfectamente planos, sin alabeos. Las aristas de los huecos de puertas estarán perfectamente regularizadas, con objeto de que puedan recibir los guarnecidos con la menor cantidad posible de material.

Artículo 4.7: FORJADO

Todos los pisos serán del sistema que se especifica en los planos y presupuesto. Se realizarán ensayos de control por laboratorio homologado.

Artículo 4.8: ESCALERAS

Las escaleras se construirán con arreglo al sistema constructivo, trazado y dimensiones que se indican en los planos, mediciones y presupuesto.

Artículo 4.9: APARATOS SANITARIOS

En los puntos que se dispone en los planos se colocarán retretes, duchas y lavabos.

Artículo 4.10: ENFOCADOS

Antes de extender se prepara el parámetro sobre el cual haya de aplicarse. En todos los casos se limpiarán bien de polvo los parámetros y se lavarán, debiendo estar húmeda la superficie de la fábrica antes de tender el mortero. La superficie de los enfoscados deberá quedar áspera para facilitar la perfecta adherencia de ulteriores revestimientos. Se mantendrán húmedas las superficies enfoscadas, bien sea durante la ejecución o después de terminada, para que el fraguado se realice en buenas condiciones. El plazo de curado lo fijará en cada caso el Director de las Obras.

Artículo 4.11: ALICATADOS

De azulejos:

Los revestimientos que se hagan con este material deberán asentarse sobre los muros de modo que resulten como en los pavimentos, las superficies tersas, unidas, sin bombeos ni deformación, formando las líneas rectas en todos los sentidos sin quebrantos.

El Contratista se sujetará en el forrado de paramentos con azulejos a todas las indicaciones que a este propósito haga la Dirección Facultativa respecto a despiece, piezas especiales, dibujos, etc.

Artículo 4.12: PAVIMENTOS

El suelo se preparará previamente con hormigón bien apisonado y sobre él, convenientemente seco, se asentará con mortero.

Las juntas tendrán una perfecta correspondencia formando líneas rectas en todas las direcciones, y por último, se hará el retoque necesario y asperonado en los casos que se indique, para evitar cajas y resaltos y hacer que el pavimento sea una superficie continua.

El pavimento continuo de cemento se hará una vez perfectamente preparado el piso, con hormigón de cemento bien apisonado y dejando las pendientes que se indiquen y que las superficies sean las que se desean teniendo el mortero de cemento con muy poca arena y haciendo el despiece en el momento conveniente de fraguado.

Artículo 4.13: RECIBO DE CERCOS

Se colocaran cualquier clase de cercos, dejándolos perfectamente a plomo, línea y nivel, disponiendo los nudillos que sean necesarios en los muros y tabiques donde vayan colocados.

Todos los cercos se fijarán sólidamente con escarpia y espernadas y tuerca de rosca y madera de 10 a 20cm de longitud, recibidos en los muros a tabiques, y espaciadas de 0,50m.

Artículo 4.14: CARPINTERÍA DE ARMAR Y TALLER

La madera satisfará las condiciones expuestas anteriormente pudiendo la Dirección Facultativa rechazar cualquier obra ejecutada en la que el material empleado presente defectos que a su juicio sean inadmisibles.

Toda la carpintería de taller se ejecutará de acuerdo a la Memoria y explicaciones verbales o escritas que, a su debido tiempo, se harán por la Dirección Facultativa.

Deberá ejecutarse este género de obra con esmero, repasándolo perfectamente y presentándose a la Dirección Facultativa los modelos de los elementos más importantes, con objeto de que dé su aprobación a la construcción y disposición de los mismos.

Serán de cuenta del contratista todas las correcciones de alabeos, etc, hasta la recepción definitiva del edificio, retirándose aquellos elementos que a juicio de la Dirección Facultativa no cumplieran con las condiciones establecidas.

Todos los herrajes y escuadras se fijarán con tornillos colocados con atornillador y de ninguna manera con martillo.

El fijado de la carpintería de taller se hará con pernos o bisagras de tamaño proporcionado a la hoja en que vayan colocados. No se fijará ninguna hoja sin que esté el cerco aplomado y desalabeado y sus largueros derechos por canto y tabla y bien nivelados sus cabeceros.

Todo detalle de obra que por olvido u otra causa no se especifiquen en la Memoria ni en las condiciones, deberá ejecutarse con arreglo a las instrucciones que dé la Dirección facultativa.

Artículo 4.15: VIDRIERÍA

Se usará la clase de cristales y vidrios correspondientes a las unidades establecidas en el presupuesto.

Presentará el Contratista para su aprobación por la Dirección Facultativa, muestras de las diversas clases y modelo del sistema de armado o sujeción de los cristales.

Artículo 4.16: PINTURA

Todos los trabajos de carpintería se pintarán al óleo o barniz dando dos o tres manos, según se considere necesario, después de haberlo plastecido, lijado e imprimado convenientemente.

Los trabajos de cerrajería se pintarán con dos manos de óleo sobre otra de minio.

Artículo 4.17: ANDAMIOS

Todos los andamios se construirán sólidamente, con buenas maderas y de las dimensiones necesarias para soportar los pesos y presiones que han de sufrir. Se dará preferencia al empleo de andamios metálicos.

Las diferentes partes que constituyen los andamios se unirán entre sí por medio de tornillos, clavos y lías doble, según convenga en cada caso en particular. En los andamios se colocarán antepechos de 1m de altura a fin de evitar en lo posible las caídas de los operarios. Los tablonos serán por lo menos de 0,20 metros de ancho por 0,07 metros de espesor.

Artículo 4.18: APEOS Y VALLAS

Con iguales condiciones que las del anterior artículo se ejecutarán los apeos necesarios, debiendo quedar sólidamente contruidos.

En los sitios que sean necesarios y dispongan las autoridades locales, se pondrán vallas sólidamente contruidas y de las dimensiones y características establecidas.

Artículo 4.19: TRABAJOS DE CERRAJERÍA

Para los trabajos de cerrajería generales y no especificados especialmente, tales como soldaduras, enlaces de desmontables, normas para el cálculo, barandillas de escaleras, cerramientos metálicos, persianas, condiciones generales de la condición de herrajes, etc., se cumplirán las condiciones que se especifican en los documentos del proyecto.

Artículo 4.20: TRABAJOS DE AISLAMIENTO

En la ejecución de trabajos de aislamiento, tales como aislamientos sonoros, contra humedades y térmicos, se cumplirán las condiciones especificadas.

Artículo 4.21: TRABAJOS GENERALES DE HORMIGÓN EN MASA Y ARMADO

En la ejecución de los trabajos de hormigón en masa y armado, se cumplirán las condiciones que se especifican en proyecto.

Artículo 4.22: TRABAJOS GENERALES DE URBANIZACIÓN

Dichos trabajos se ejecutarán de acuerdo a como se estipula en los planos y a las mediciones del presupuesto.

En cuanto a la pavimentación de la red viaria se ejecutará de forma que el firme sea resistente a las cargas de tráfico y a las acciones climáticas. La capa de rodadura deberá cumplir con los requisitos de ser limpia, regular e impermeable.

Artículo 4.23: CLASES DE OBRAS NO ESPECIFICADAS EN ESTE PLIEGO

Si en el transcurso del trabajo fuere necesario ejecutar cualquier clase de obra no especificada en este Pliego de Condiciones, el Contratista estará obligado a ejecutarlas con arreglo a las condiciones que le señale la Dirección Facultativa, sin tener derecho a reclamación alguna por las órdenes que reciba.

Artículo 4.24: MATERIALES Y OBRAS DEFECTUOSAS

La Dirección Facultativa, se reserva el derecho de mandar retirar de las obras los materiales que a su juicio no reúnan condiciones, siendo obligación ineludible del Contratista hacerlo en el plazo de 24 horas, sin perjuicio de las reclamaciones que desee hacer, si hubiese a ello lugar.

Si la obra estuviese ya ejecutada por no haber sido mostrado el material a su debido tiempo, o por mala ejecución a juicio de la Dirección Facultativa, el Contratista la demolerá por su cuenta, con la mayor brevedad posible y sin derecho a indemnización de ninguna clase por tal motivo.

CAPÍTULO V. MEDICIÓN Y ABONO DE LAS OBRAS

Artículo 5.1: MOVIMIENTO DE TIERRAS

La cantidad y naturaleza de los terraplenes se justificará con los perfiles que se levanten en los distintos puntos, de cuya operación se levantará Acta por duplicado, firmada por las Dirección Facultativa y Contratista, antes de proceder al terraplenado, abonándose al contratista por el número de unidades cúbicas antes de verificado el picado que resultasen de la medición, aplicándole el precio establecido, cualquiera que fuera la clase de terreno y fábricas que se encuentren, raíces, etc., dejando el aprovechamiento a beneficio del contratista.

Los vaciados se ejecutarán bajo las mismas condiciones señaladas para los terraplenados.

En el caso de desprendimiento de tierras y para la cubicación del as zanjas, sólo se tendrán en cuenta los anchos marcados en los planos de Proyecto.

Artículo 5.2: REPLANTEO

Todas las operaciones y medios auxiliares que se necesiten para los replanteos serán de cuenta del Contratista, no teniendo por este concepto derecho a reclamación de ninguna clase. El contratista será responsable de los errores que resultasen del replanteo con relación a los planos acotados que la Dirección Facultativa facilite a su debido tiempo.

Artículo 5.3: CIMENTACIÓN. HORMIGONES

Se medirán y abonarán por metros cúbicos resultantes de aplicar a los distintos elementos de hormigonado las dimensiones acotadas en los planos y ordenadas por la Dirección de Obra.

Quedan incluidos en el precio los materiales, mano de obra, medios auxiliares, encofrado y desencofrado, fabricación, transporte, vertido y compactación, curado realización de juntas y cuantas operaciones sean precisas para dejar terminada la unidad de acuerdo con las especificaciones de proyecto.

En particular quedan asimismo incluidas las adiciones tales como plastificantes, acelerantes, retardantes, etc., que sean incorporadas al hormigón, bien por imposiciones de la Dirección Facultativa o por aprobación de la propuesta del Contratista. No serán de abono las operaciones que sea preciso efectuar para limpiar y reparar las superficies de hormigón que acusen irregularidades de los encofrados o presenten defectos que a juicio de la Dirección Facultativa exijan tal actuación.

No han sido considerados encofrados para los distintos elementos de la cimentación, debiendo el Contratista incluirlos en el precio si estimase este encofrado necesario.

Artículo 5.4: ARMADURAS

Las armaduras se medirán y abonarán por su peso teórico, obtenido de aplicar el peso lineal de los diferentes diámetros a las longitudes acotadas en los planos. Quedan incluidos en el precio los excesos por tolerancia de laminación, empalmes no previstos y pérdidas por demérito de puntas de barra, lo cual deberá ser tenido en cuenta por el Contratista en la formación del precio correspondiente, ya que no serán abonados estos conceptos.

El precio asignado inclúyelos materiales, mano de obra y medios auxiliares para la realización de las operaciones de corte, doblado y colocación de las armaduras en obra, incluso los separadores y demás medios necesarios para mantener los recubrimientos de acuerdo con las especificaciones del Proyecto.

No serán de abono los empalmes que por conveniencia del Contratista sean realizados tras la aprobación de la Dirección Facultativa y que no figuren en los planos.

Artículo 5.5: SOLERAS

Se medirán y abonarán por metros cuadrados realmente ejecutados y medidos en proyección horizontal por su cara superior.

En el precio quedan incluidos los materiales, mano de obra y medios auxiliares, precios para encofrado, desencofrado, fabricación, transporte, vertido y compactación del hormigón, obtención de los niveles deseados para la colocación del pavimento asfáltico, curado, parte proporcional de puntas, barrera contra humedad y cuantas operaciones sean precisas para dejar completamente terminada la unidad.

Quedan en particular incluidas en el precio las adiciones que sean incorporadas al hormigón bien por imposiciones de la dirección Facultativa o por aprobación de la propuesta del Contratista.

No serán de abono las operaciones que sean preciso efectuar para separación de superficies que acusen defectos o irregularidades y sean ordenadas por la Dirección Facultativa.

Artículo 5.6: VALORACIÓN DE FÁBRICAS

Las fábricas se valorarán por metros cuadrados. En el precio se incluyen los gastos originados por empleo de andamios, cerchas o cimbras y demás medios auxiliares.

Artículo 5.7: VALORACIÓN DE LA SILLERÍA

La medición de la sillería se efectuará por metro cuadrado con sujeción a las dimensiones dadas en la memoria correspondiente.

Artículo 5.8: VALORACIÓN DE LA TABIQUERÍA

Los tabiques se medirán por metros cuadrados, descontando de la superficie así obtenida la de los huecos de puertas. También se medirán por metros cuadrados los tabiques sencillos.

En los precios de tabicones y tabiques van incluidos todos los gastos de andamios y medios auxiliares.

Artículo 5.9: VALORACIÓN DE LOS FORJADOS

En este precio se incluyen los materiales en obra y la mano de obra para su ejecución, conforme se dispone para dicha clase de obra, y cuantas operaciones y medios auxiliares sea necesario emplear para su completa y perfecta ejecución y terminación.

Artículo 5.10: VALORACIÓN DE ENFOCADOS

Todas las mediciones referentes a enfoscados se harán por metros cuadrados, sin descontar las superficies de los huecos que se suponen equivalentes a las guarniciones de éstos.

En los precios unitarios están incluidos los gastos que originen la preparación necesaria de los muros y tabiques, los maestreados y, en general, los andamios y demás materiales y medios auxiliares.

Artículo 5.11: VALORACIÓN DE LAS ESCALERAS

Las escaleras se valorarán midiendo independientemente cada una de las diversas unidades de obra que la constituyen y aplicando a cada una el precio que le corresponda, según se indica en los artículos respectivos.

En dichos precios entran los materiales, la mano de obra y cuantos elemento y medios auxiliares fuesen necesarios emplear para la completa y perfecta terminación de la obra.

Artículo 5.12: APARATOS SANITARIOS

Cada uno de estos elementos se valorará por unidad y con arreglo al precio designado en el presupuesto. En él se comprende la instalación aislada y completa de cada servicio, con exactitud de las obras que sea menester ejecutar en las habitaciones respectivas para su mejor utilidad.

Artículo 5.13: VALORACIÓN DE PAVIMENTOS Y ALICATADOS

Estos se medirán por metros cuadrados, y a esta unidad superficial se le aplicará el precio consignado en el presupuesto.

En dichos precios van incluidos materiales, mano de obra y cuantos medios auxiliares sean necesarios para su completa terminación así como el importe de la limpieza perfecta de dichas unidades.

Artículo 5.14: VALORACIÓN DE LAS OBRAS DE CARPINTERÍA DE TALLER

Para esta valoración se determinará la superficie que arroje la medición para cada clase de obra, sin desarrollar las molduras, midiendo en las puertas, ventanas y vidrierías las luces de las mismas, incluyendo los cercos correspondientes.

En los pasos de madera se determinará la superficie y se le aplicará, lo mismo que las anteriores, el precio del cuadro correspondiente.

Los zócalos, jambas, guarda vivos y tapajuntas se medirán por metros lineales, después de colocados. En los precios de la carpintería de talles se incluye el valor de ésta, su conducción al punto de colocación, el reembolsado, acolados, recorridos, instalación de herrajes de seguridad y de colgar y su colocación, incluso la de los bastidores.

También se podrá medir por unidad completa cuando así se indique en el presupuesto.

Artículo 5.15: VALORACIÓN DE LA VIDRIERÍA

La valoración de estas unidades se hará por metro lineal unas y por piezas otras, según se especifica en los precios que se consignan en el presupuesto para cada clase de obra. En estos precios van incluidos el material, mano de obra, colocación y cuantos elementos y medios auxiliares fuesen necesarios emplear para la ejecución de esta clase de trabajo y su perfecta terminación.

Artículo 5.16: VALORACIÓN DE LA PINTURA

La medición de toda obra de pintura se hará por metros cuadrados, sin tener en cuenta en la carpintería y piezas de fundición y otras los vuelos de molduras, ornamentación y desarrollo de las mismas.

Artículo 5.17: DIFERENTES ELEMENTOS COMPRENDIDOS EN LOS PRECIOS DEL PRESUPUESTO

En los precios fijados en el presupuesto se ha incluido los gastos de transporte de materiales, las indemnizaciones o pagos que tengan que hacerse por cualquier concepto y el impuesto de los derechos fiscales con que se hallen gravados o se graven los materiales por el Estado, la provincia y el Municipio, durante la ejecución de las obras.

El contratista no tendrá, por tanto, derecho a pedir indemnización alguna por las causas enumeradas ni porque los materiales procedan de puntos distintos a los señalados en las condiciones.

En el precio de cada unidad van también comprendidos los materiales accesorios y operaciones necesarias para dejar la obra completamente terminada y en disposición de recibirse.

Artículo 5.18: VALORACIÓN DE UNIDADES NO EXPRESADAS EN ESTE PLIEGO

La valoración de las obras no expresada en este Pliego se verificará aplicando a cada una la unidad de medida que más le sea apropiada y en la forma y con las condiciones que estime justas la Dirección Facultativa, multiplicando el resultado final por el precio correspondiente.

El Contratista no podrá realizar las unidades a que se refiere este artículo en la forma determinada por él, sino que se harán con arreglo a lo determinado por la Dirección Facultativa.

Zaragoza, Julio de 2011

**ESTUDIO BÁSICO
DE
SEGURIDAD Y SALUD**

INDICE

1. MEMORIA

- 1.1 Objetivo del Estudio de Seguridad y Salud
- 1.2 Características de la obra
 - 1.2.1 Descripción de la obra y situación
 - 1.2.2 Condiciones del entorno
 - 1.2.3 Unidades que componen la obra
 - 1.2.4 Maquinaria prevista
- 1.3 Riesgos
 - 1.3.1 Riesgos profesionales
 - 1.3.2 Riesgos de daños a terceros
- 1.4 Prevención de riesgos profesionales
 - 1.4.1 Riesgos y prevenciones en los trabajos
 - 1.4.2 Instalación eléctrica provisional de obra
 - 1.4.3 Formación en seguridad
 - 1.4.4 Medicina preventiva y primeros auxilios
- 1.5 Prevención de riesgos de daños a terceros

2. PLIEGO DE CONDICIONES PARTICULARES

- 2.1 Consideraciones previas
- 2.2 Condiciones de los medios de protección
 - 2.2.1 Protecciones personales
 - 2.2.2 Protecciones colectivas
- 2.3 Servicios de prevención
 - 2.3.1 Servicio técnico de seguridad e higiene
 - 2.3.2 Servicio médico
- 2.4 Comité de seguridad e higiene
- 2.5 Instalaciones médicas

1.- MEMORIA

1.1. Objetivo del Estudio de Seguridad y Salud

El presente Estudio Básico de Seguridad y Salud se redacta de acuerdo con el Real Decreto 1627/1997 de 24 de Octubre, por el cual se establecen las Disposiciones Mínimas de seguridad y Salud en las Obras de Construcción.

Se pretende crear los procedimientos concretos para conseguir una realización de obra sin accidentes ni enfermedades profesionales, evitar los “accidentes blancos” o sin víctimas, por su gran trascendencia en el funcionamiento normal de la obra al crear situaciones de parada o de estrés en las personas y se confía evitar los posibles accidentes de personas que, penetrando en la obra, sean ajenas a ella.

1.2. Características de la obra

1.2.1. Descripción de la obra y situación

Es una obra de edificación en la Plataforma Logística de Zaragoza (PLAZA).

La cimentación se realiza con zapatas y riostras.

Existen muros de contención de tierras en planta sótano.

La estructura combina elementos de hormigón prefabricado, hormigón in-situ, y estructura de cercha metálica en parte de la cubierta.

En las fachadas se combinan paneles verticales de hormigón armado prefabricado y acristalamiento con muro cortina con estructura de travesaños y montantes de aluminio.

La compartimentación interior se realiza con muro de bloque, tabiques y módulos de tabique industrial.

Acabado superficial de pavimentos, paredes y techos, mediante enfoscados y alicatados.

Carpintería de madera y aluminio.

Por la situación de la obra se dispone de agua, electricidad y alcantarillado.

El presupuesto es de 2.938.912,27€

1.2.2. Condiciones del entorno

Los medios mecánicos tales como grúas, carga y descarga de camiones, etc., deberán adaptarse a las circunstancias de la parcela, sin impedir, en la medida de lo posible la circulación por la zona.

1.2.3. Unidades que componen la obra

Al efecto de los posibles riesgos se consideran:

- Cimentación
- Estructura
- Cubierta
- Cerramiento
- Albañilería

1.2.4. Maquinaria prevista

Dadas las características de la obra, la maquinaria a utilizar será fundamentalmente la siguiente:

- Grúa
- Excavadora
- Camión para evacuación de tierras
- Compresor
- Vibrador
- Herramientas portátiles

1.3. Riesgos

Los riesgos a prevenir se agrupan en dos capítulos.

1.3.1. Riesgos profesionales

Son los que afectaran a quienes trabajen en la obra.

En principio los más importantes son::

- Caídas a distinto nivel
- Caídas de materiales
- Golpes con máquinas, herramientas y materiales
- Heridas por objetos punzantes
- Caídas al mismo nivel
- Proyección de partículas a los ojos
- Desprendimientos
- Electrocuciiones
- Incendios
- Atropellos por máquinas y vehículos
- Ruido
- Polvo

1.3.2. Riesgos de daños a terceros

Son los que pueden afectar a personas o cosas ajenas a la obra en sus proximidades.

Fundamentalmente son:

- Caídas de objetos
- Atropellos
- Caídas al mismo nivel

1.4. Prevención de riesgos profesionales

1.4.1. Riesgos y prevenciones en los trabajos

Se van a considerar a efectos de prevención de riesgos los siguientes apartados:

- a) Excavación y cimentación
- b) Estructura
- c) Cerramientos y obra general

Además, como complemento a los trabajos específicos, se consideran:

- Instalación eléctrica provisional para la obra
- Maquinaria

1.4.1. a) Fase A, excavación y cimentación

Los riesgos que se dan en esta fase son:

- Caídas a distinto nivel
- Golpes y atrapamientos
- Manejo de hormigón y ferralla

En las zonas de zapatas abiertas, se pondrá balizamiento para evitar caídas. Las zonas de pasos de camiones estarán cubiertas con tableros.

Se pondrán unos módulos prefabricados a 20cm de los bordes excavados para que no avance más la rueda del camión y provoque caídas de tierras.

No se acumularán tierras ni materiales a menos de 50cm de los bordes de zapatas y zanjas.

El manejo de hormigón se hará con guantes de neopreno, botas de goma con plantilla metálica y gafas para evitar salpicaduras.

La ferralla se colocará con guantes de cuero y botas de goma con plantilla metálica.

1.4.1. b) Fase B, estructura

La estructura a construir es mixta de hormigón y acero.

Los riesgos más importantes en esta fase son:

- Caídas de altura
- Caídas de materiales y objetos
- Golpes y atrapamientos
- Manejo de cargas
- Manejo de módulos metálicos, hormigón y ferralla

El riesgo más importante es el de caída de personas y objetos.

Las redes serán de poliamida en módulos de 5x10 metros (pueden ser otras medidas).

La red se amarrará al forjado y las vigas laterales en unas anillas que queden embebidas en el hormigón.

Los pilares son con encofrado metálico. Las chapas se apilarán de forma estable.

La ferralla se moverá con cables terminados en grilletes. La armadura de vigas irá horizontal con dos puntos de amarre.

En los trabajos de estructura se emplearán guantes de cuero, botas con puntera y plantilla metálica y ocasionalmente cinturón de seguridad.

Los bordes sin red se protegerán con barandilla y rodapié sin puntales o soportes metálicos.

En la escalera, la barandilla será completada en todo su perímetro.

Los riesgos debidos a la electricidad (manejo de vibradores, atornilladores, soldadores, etc.) se evitarán teniendo en cuenta lo indicado en el apartado de "Instalación eléctrica provisional para la obra".

Las cargas que muevan las grúas se pasarán por zonas donde no haya personas o donde el número de éstas sea menor.

1.4.1. c) Fase C, cerramientos y obra general

El cerramiento exterior de panel prefabricado y el de vidrio. Se ejecutaran desde el interior o exterior aportando el material con grúa especificada.

Las distribuciones interiores son de bloque de hormigón, fábrica de ladrillo y módulos de tabique industrial.

Los riesgos de esta fase son:

- Caídas de altura
- Caídas de materiales y objetos
- Golpes y atrapamientos
- Proyección de partículas

El andamio de fachada dependerá de la empresa constructora que realice la obra considerándose que será metálico, tubular, cubriendo toda la altura del edificio.

Se colocarán redes en el lado exterior del andamio para impedir la caída de personas y materiales. Se amarrarán al andamio en todo su contorno con amarre sólido que pueda resistir el esfuerzo del viento.

Las plataformas de trabajo tendrán como mínimo 60cm de piso.

Para los cortes de las piezas se emplearán máquinas portátiles (radiales) con el disco adecuado y con mascarillas anti polvo. Se hará en un lugar lo más ventilado posible para evitarla acumulación de polvo y siempre procurando que los cortes sean los menos posibles. Los cortes se harán además con gafas anti impactos.

En la distribución interior, las plataformas de trabajo serán estables y a partir de 2 metros de altura tendrán barandilla y rodapié.

Se mantendrán los caminos de circulación libres de obstáculos.

El escombro se evacuará por tolvas, bates etc., no permitiéndose lanzarlos al vacío por ventanas o huecos.

En los trabajos de albañilería se usarán guantes de neopreno y botas con puntera metálica.

1.4.2. Instalación eléctrica provisional de obra

Se considera la instalación provisional de obra con las protecciones eléctricas para evitar riesgos a las personas en la obra.

El cuadro general de acometida no se tiene en cuenta, pues las normas de la Compañía Eléctrica y el reglamento de Baja Tensión imponen unas condiciones fijas y además es un elemento necesario para la

obra no siendo “provisional” sino que es invariable en toda la obra y normalmente accesible para la misma.

1.4.3. Formación en seguridad

Se procurará dar información al personal de la obra por medio de charlas y cursillos generales o específicos para determinados trabajos, sobre los riesgos y formas de utilizar las protecciones en sus respectivos trabajos.

1.4.4. Medicina preventiva y primeros auxilios

En la obra se dispondrá de un botiquín con la dotación adecuada para pequeñas curas y primeros auxilios.

El material gastado se repondrá de forma inmediata.

En la caseta de obra se tendrá información sobre centros médicos, ambulancias y urgencias para poder actuar rápidamente ante un posible accidente.

1.5. Prevención de riesgos de daños a terceros

Se colocará una valla en la zona de calles.

Las cargas que muevan las grúas se moverán por los límites del solar, lo más próximo al edificio.

En las operaciones de carga y descarga habrá vigilancia, balizando o desviando el paso de personas.

2.- PLIEGO DE CONDICIONES PARTICULARES

2.1. Consideraciones previas

En la ejecución de los trabajos, además de lo indicado en este Estudio de Seguridad, se tendrá presente, desde antes de la iniciación, la mejor forma de actuar para que las condiciones de seguridad, apoyadas en las protecciones adecuadas, sean las mejores posibles.

Así, los elementos de protección personales y los colectivos estarán dispuestos en obra con suficiente antelación al momento en que vayan a ser necesarios.

Los elementos de protección deben ser revisados periódicamente para que estén siempre en condiciones de cumplir eficazmente su función.

Los elementos que se vean dañados deben ser:

- a) Inutilizados, si no tienen arreglo posible.
- b) Reparados, por persona competente, para garantizar su perfecto funcionamiento.

Las máquinas las manejarán siempre personas especializadas, al igual que las que efectúen las revisiones y reparaciones mecánicas y eléctricas.

Con estas consideraciones se pretende que antes de iniciar los trabajos, “se piense en seguridad”, para que los elementos de protección a utilizar sean plenamente eficaces.

Con el mismo fin, el libro de Incidencias que deberá existir en obra, se dedicará de forma exclusiva a temas de seguridad e higiene que revistan cierta importancia o que respondan a reiteradas advertencias sobre un punto concreto que no se hayan atendido.

Será preferible reunir a las partes afectadas y proponer las pequeñas medidas correctoras quedando claro que, en caso de no llevarse a cabo, serán anotadas en el libro de incidencias.

2.2. Condiciones de los medios de protección

Todas las prendas de protección personal o elementos de protección colectiva tendrán fijado un período de vida útil, desechándose a su término.

Cuando por las circunstancias de trabajo se produzca un deterioro más rápido en una prenda o equipo, se repondrá inmediatamente, con independencia de la duración prevista o de la fecha de entrega.

Toda prenda o equipo que haya sufrido un trato límite, es decir, el máximo para el que fue concebido, será desechado y reemplazado al momento.

Aquellas prendas que por su uso hayan adquirido más holguras o tolerancia de las admitidas por el fabricante serán repuestas de inmediato.

El uso de una prenda o equipo de protección nunca representará un riesgo en si mismo.

2.2.1. Protecciones personales

Las protecciones necesarias para la realización de los trabajos previstos desde el proyecto son las siguientes:

- Protección del cuerpo de acuerdo con la climatología con ropa de trabajo adecuada.
- Protección del trabajador en su cabeza, extremidades, ojos y contra caídas de altura con los siguientes medios:

- Casco
- Poleas de seguridad
- Cinturón de seguridad
- Gafas antipartículas
- Pantalla de soldadura eléctrica
- Gafas para soldadura autógena
- Guantes fino de neopreno para contactos con el hormigón
- Guantes de cuero para manejo de materiales metálicos
- Guantes de soldador
- Gafas antipolvo
- Botas de agua
- Impermeables
- Protectores gomados
- Calzado con puntera y suela metálica

- Protectores contra ruido mediante elementos normalizados.

2.2.2. Protecciones colectivas

Las protecciones colectivas necesarias se estudiarán sobre los planos de edificación y en consideración a las partidas de obra en cuanto a los riesgos indicados anteriormente y a las necesidades de los trabajadores. Las protecciones previstas son:

- Señales varias en la obra de indicación de peligro.
- Señales normalizadas para el tránsito de vehículos.
- Valla de obra delimitando y protegiendo el centro de trabajo.
- Módulos prefabricados para proteger los huecos de excavación.
- Redes perimetrales para proteger caídas a distinto nivel.
- Mallazo para protección en huecos horizontales pequeños del forjado.
- Barandillas rígidas en plantas aún completamente encofradas.
- Se comprobarán que todas las máquinas y herramientas disponen de sus protecciones colectivas de acuerdo con la normativa vigente.
- Cables de sujeción para cinturón de seguridad.

Finalmente, el plan puede adoptar mayores protecciones colectivas; todas aquellas que resulten según la normativa vigente y que aquí no estén relacionadas.

Todo ello armonizado con las posibilidades y formación de los trabajadores en la prevención de riesgos.

2.3. SERVICIOS DE PREVENCIÓN

2.3.1. Servicio técnico de seguridad e higiene

La empresa constructora contará con asesoramiento técnico en seguridad e higiene durante toda la obra.

2.3.2. Servicio médico

La empresa constructora contará con un servicio Médico, que realice los perceptivos reconocimientos médicos y se ocupe del seguimiento de bajas y altas durante toda la obra.

2.4. COMITÉ DE SEGURIDAD E HIGIENE

Cuando en obra haya más de 20 trabajadores estables, se constituirá el Comité de Seguridad e Higiene.

2.5. INSTALACIONES MÉDICAS

los botiquines se revisarán mensualmente, reponiéndose inmediatamente lo consumido. estarán debidamente señalados y a cargo de una persona que lleve el control de los materiales gastados.

Zaragoza, Julio de 2011

MEDICIONES Y PRESUPUESTO

RESUMEN DE PRESUPUESTO**Concesionario Taller**

CAPITULO	RESUMEN	EUROS
1	Movimiento de tierras	68,697.44
2	Cimentaciones	386,678.94
3	Estructura	354,145.91
4	Cerramiento	839,191.62
5	Aislamiento e impermeabilización.	29,168.55
6	Revestimientos.....	85,085.00
7	Pavimentos.....	163,228.96
8	Carpintería.....	80,346.87
9	Pintura	34,917.51
10	Sanitarios.....	3,398.46
11	Aparatos elevadores.....	39,729.00
12	Escaleras metálicas.....	8,355.96
TOTAL EJECUCIÓN MATERIAL		2,092,944.22
	13.00 % Gastos generales	272,082.75
	6.00 % Beneficio industrial	125,576.65
SUMA DE G.G. y B.I.		397,659.40
	18.00 % I.V.A.....	448,308.65
TOTAL PRESUPUESTO CONTRATA		2,938,912.27
TOTAL PRESUPUESTO GENERAL		2,938,912.27

Asciende el presupuesto general a la expresada cantidad de DOS MILLONES NOVECIENTOS TREINTA Y OCHO MIL NOVECIENTOS DOCE EUROS con VEINTISIETE CÉNTIMOS

, a 27 de julio de 2011.

El promotor

La dirección facultativa

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 01 Movimiento de tierras									
01.01	m3 EXC.VAC.A MÁQUINA T.COMPACTOS								
	Excavación a cielo abierto, en terrenos compactos, por medios mecánicos, con extracción de tierras fuera de la excavación, en vaciados, sin carga ni transporte al vertedero y con p.p. de medios auxiliares.								
	Sótano Taller	1	35.80	20.80	5.00	3,723.20			
	Rampa Taller	1	25.00	6.80	2.50	425.00			
							4,148.20	2.73	11,324.59
01.02	m2 DESBR.Y LIMP.TERRENO A MÁQUINA								
	Desbroce y limpieza superficial del terreno por medios mecánicos, sin carga ni transporte al vertedero y con p.p. de medios auxiliares.								
	Edificio in-situ	1	71.00	31.00		2,201.00			
							2,201.00	0.62	1,364.62
01.03	m3 RELL/APIS.MEC.C.ABIER.ZAHORRA								
	Relleno, extendido y apisonado de zahorras a cielo abierto, por medios mecánicos, en tongadas de 30 cm. de espesor, hasta conseguir un grado de compactación del 95% del proctor normal, incluso regado de las mismas y refino de taludes, y con p.p. de medios auxiliares, considerando las zahorras a pie de tajo.								
	Edificio in-situ	1	71.00	31.00	0.20	440.20			
	Edificio prefabricado	1	21.00	36.00	0.20	151.20			
							591.40	19.51	11,538.21
01.04	m3 TRANSP.VERTED.<10km.CARGA MEC.								
	Transporte de tierras al vertedero, a una distancia menor de 10 km., considerando ida y vuelta, con camión basculante cargado a máquina, canon de vertedero, y con p.p. de medios auxiliares, considerando también la carga.								
							4,478.35	9.93	44,470.02
	TOTAL CAPÍTULO 01 Movimiento de tierras.....								68,697.44

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 02 Cimentaciones									
02.01	m3 HORM.LIMPIEZA HM-20/P/20/I V.MAN								
	Hormigón en masa HM-20 N/mm2, consistencia plástica, Tmáx.20 mm., para ambiente normal, elaborado en central para limpieza y nivelado de fondos de cimentación, incluso vertido por medios manuales y colocación. Según NTE-CSZ,EHE y CTE-SE-C.								
	Z.Aislada 1	1	2.00	2.00	0.10	0.40			
	Z.Aislada 2	21	2.10	2.10	0.10	9.26			
	Z.aislada 3	4	2.30	2.30	0.10	2.12			
	Z.Aislada 4	2	2.70	2.70	0.10	1.46			
	Z.Aislada 5	1	3.10	3.10	0.10	0.96			
	Z.Muro A	1	613.00	2.20	0.10	134.86			
	Z.Muro B	1	61.30	2.80	0.10	17.16			
	Z.Muro C	1	17.80	2.00	0.10	3.56			
	Z.Muro D	1	11.70	2.00	0.10	2.34			
	Z.Muro E	1	23.80	2.00	0.10	4.76			
	Vigas atado 1	2	6.90	0.40	0.10	0.55			
	Vigas de atado 2	2	7.90	0.40	0.10	0.63			
	Vigas de atado 3	1	7.10	0.40	0.10	0.28			
	Vigas de atado 4	1	7.80	0.40	0.10	0.31			
	Vigas de atado 5	2	7.40	0.40	0.10	0.59			
	Vigas de atado 6	3	4.50	0.40	0.10	0.54			
	Vigas de atado 7	2	2.80	0.40	0.10	0.22			
	Vigas de atado 8	66	2.90	0.40	0.10	7.66			
	Losa ascensor	1	2.90	3.50	0.10	1.02			
	Zapata escalera	1	1.10	0.60	0.10	0.07			
							188.75	96.93	18,295.54
02.02	m3 EXC.POZOS Y ZANJAS A MÁQUINA T.COMPACT.								
	Excavación en pozos y zanjas en terrenos compactos, por medios mecánicos, con extracción de tierras a los bordes, sin carga ni transporte al vertedero, y con p.p. de medios auxiliares.								
							1,050.30	17.21	18,075.66
02.03	m3 HORM. HA-25/P/20/I V. MANUAL								
	Hormigón en masa HA-25/P/20/I, elaborado en central en relleno de zapatas y zanjas de cimentación, incluso encamillado de pilares y muros, vertido por medios manuales, vibrado y colocación. Según normas NTE-CSZ , EHE y CTE-SE-C.								
	Zapata escalera	1	1.10	0.60	0.60	0.40			
							0.40	106.09	42.44
02.04	m3 H.ARM. HA-25/P/20/I V.B.ENCOF.								
	Hormigón armado HA-25 N/mm2, consistencia plástica, Tmáx.20 mm., para ambiente normal, elaborado en central en relleno de zapatas y zanjas de cimentación, incluso armadura (60 kg./m3.), encofrado y desencofrado, por medio de camión-bomba, vibrado y colocado. Según normas NTE-CSZ , EHE y CTE-SE-C.								
	Z.Aislada 1	1	2.00	2.00	0.40	1.60			
	Z.Aislada 2	21	2.10	2.10	0.40	37.04			
	Z.aislada 3	4	2.30	2.30	0.45	9.52			
	Z.Aislada 4	2	2.70	2.70	0.55	8.02			
	Z.Aislada 5	1	3.10	3.10	0.65	6.25			
	Z.Muro A	1	613.00	2.20	0.45	606.87			
	Z.Muro B	1	61.30	2.80	0.60	102.98			
	Z.Muro C	1	17.80	2.00	0.40	14.24			
	Z.Muro D	1	11.70	2.00	0.40	9.36			
	Z.Muro E	1	23.80	2.00	0.40	19.04			
	Vigas atado 1	2	6.90	0.40	0.40	2.21			
	Vigas de atado 2	2	7.90	0.40	0.40	2.53			
	Vigas de atado 3	1	7.10	0.40	0.40	1.14			
	Vigas de atado 4	1	7.80	0.40	0.40	1.25			
	Vigas de atado 5	2	7.40	0.40	0.40	2.37			

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	Vigas de atado 6	3	4.50	0.40	0.40	2.16			
	Vigas de atado 7	2	2.80	0.40	0.40	0.90			
	Vigas de atado 8	66	2.90	0.40	0.40	30.62			
							858.10	235.09	201,730.73
02.05	m3 H.ARM. HA-25/P/20/I LOSA V.GR.ENC. Hormigón armado HA-25 N/mm2, consistencia plástica, Tmáx. 20 mm., para ambiente normal, elaborado en central en losas de cimentación, incluso armadura (50 kg/m3.), encofrado y desencofrado, vertido con grúa, vibrado y colocado. Según normas NTE-CSL , EHE y CTE-SE-C.								
	Losa ascensor	1	2.90	3.50	0.30	3.05			
							3.05	187.63	572.27
02.06	m3 H.ARM.HA-25/P/20/I 2 CAR.0,40 V.GRÚA h=5,... Hormigón armado HA-25N/mm2, consistencia plástica, Tmáx. 20 mm. para ambiente normal, elaborado en central, en muro de 40 cm. de espesor y altura 5,40, incluso armadura (90 kg/m3), encofrado y desencofrado con paneles metálicos de 2,70x2,40 m. a dos caras, vertido, encofrado y desencofrado con grúa, vibrado y colocado. Según normas NTE-CCM , EHE y CTE-SE-C.								
	Muros total	1	157.00	0.40	5.00	314.00			
							314.00	280.53	88,086.42
02.07	m2 SOLER.HA-25, 5cm.ARMA.#15x15x5 Solera de hormigón de 5 cm. de espesor, realizada con hormigón HA-25 N/mm2, Tmáx.20 mm., elaborado en obra, i/vertido, colocación y armado con mallazo 15x15x5, p.p. de juntas, aserrado de las mismas y fratasado. Según NTE-RSS y EHE.								
							686.00	12.57	8,623.02
02.08	m2 SOLER.HA-25, 15cm.ARMA.#20x20x6 Solera de hormigón de 15 cm. de espesor, realizada con hormigón HA-25 N/mm2, Tmáx.20 mm., elaborado en obra, i/vertido, colocación y armado con mallazo 20x20x6, p.p. de juntas, aserrado de las mismas y fratasado. Según NTE-RSS y EHE.								
							2,186.00	18.44	40,309.84
02.09	m3 TRANSP.VERTED.<10km.CARGA MEC. Transporte de tierras al vertedero, a una distancia menor de 10 km., considerando ida y vuelta, con camión basculante cargado a máquina, canon de vertedero, y con p.p. de medios auxiliares, considerando también la carga.								
							1,050.30	9.93	10,429.48
02.10	m3 H.ARM. HA-25/P/20/I 2 CARAS 0,20 V.GRÚA Hormigón armado HA-25N/mm2, consistencia plástica, Tmáx. 20 mm. para ambiente normal, elaborado en central, en muro de 20 cm. de espesor, incluso armadura (80 kg/m3), encofrado y desencofrado con paneles metálicos de 2,70x2,40 m. a dos caras, vertido, encofrado y desencofrado con grúa, vibrado y colocado. Según normas NTE-CCM , EHE y CTE-SE-C.								
							1.92	267.47	513.54
	TOTAL CAPÍTULO 02 Cimentaciones.....								386,678.94

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 03 Estructura									
SUBCAPÍTULO 03.01 Hormigón in-situ									
03.01.01	m3 HA-25/P/20/I E.METÁL.PILARES								
	Hormigón armado HA-25 N/mm2, Tmáx.20 mm., consistencia plástica elaborado en central, i/p.p. de armadura (120 kg/m3.) y encofrado metálico, vertido con pluma-grúa, vibrado y colocado. Según normas NTE-EHS y EHE.								
	Pilar 50 planta baja	62	6.25	0.50	0.50	96.88			
	Pilar 50 planta 1	64	3.85	0.50	0.50	61.60			
	Pilar 60 planta baja	5	6.25	0.60	0.60	11.25			
	Pilar 60 planta 1	5	3.85	0.60	0.60	6.93			
	Pilar foso ascensor	2	7.05	0.50	0.50	3.53			
							180.19	356.68	64,270.17
03.01.02	m3 HA-25/P/20 E.METÁLICO LOSAS e=30cm								
	Hormigón armado HA-25 N/mm2, Tmáx.20 mm., consistencia plástica, elaborado en central, en losas planas de espesor 30cm, i/p.p. de armadura (120 kg/m3) y encofrado metálico, vertido con pluma-grúa, vibrado y colocado. Según normas NTE-EME, EHL y EHE.								
							767.82	81.58	62,638.76
03.01.03	m3 HA-25/P/20 E.MAD.VIS.LOS.IN.								
	Hormigón armado HA-25 N/mm2, Tmáx.20 mm., consistencia plástica, elaborado en central, en losas inclinadas, i/p.p. de armadura (120 kg/m3) y encofrado visto de madera, vertido con pluma-grúa, vibrado y colocado. Según normas NTE-EME, EHL y EHE.								
							3.94	767.47	3,023.83
03.01.04	m3 HA-25/P/20/I E.M.V.JÁCENA CUE.								
	Hormigón armado HA-25 N/mm2, Tmáx.20 mm., consistencia plástica, elaborado en central, en jácenas de cuelgue, i/p.p. de armadura (100 kg/m3.) y encofrado de madera vista, vertido con pluma-grúa, vibrado y colocado. Según normas NTE-EME y EHE.								
	Jácena de 10m	1	9.50	0.40	1.00	3.80			
							3.80	816.03	3,100.91
03.01.05	m2 HA-25/P/20/I E.MAD.JÁCENAS PLA. e=30								
	Hormigón armado HA-25 N/mm2, Tmáx.20 mm., consistencia plástica elaborado en central, en jácenas planas de espesor 30cm, i/p.p. de armadura (250 kg/m3.) y encofrado continuo, vertido con pluma-grúa, vibrado y colocado. Según normas NTE-EME y EHE.								
	Jácena de 5m	1	4.50	0.30	0.30	0.41			
							0.41	116.85	47.91
TOTAL SUBCAPÍTULO 03.01 Hormigón in-situ									133,081.58

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
SUBCAPÍTULO 03.02 Hormigón prefabricado									
03.02.02	m PILAR PRFABRICADO 50x50cm								
	Pilar prefabricado de hormigón de 50x50 cm de sección.								
	PPF1	1				8.44			
	PPF2	2				7.47			
	PPF3	6				7.35			
	PPF4	2				8.04			
	PPF5	5				4.49			
	PPF6	1				4.49			
							110.50	90.67	10,019.04
03.02.03	m PILAR PREFABRICADO 40x40cm								
	Pilar prefabricado de hormigón de 40x40 cm de sección.								
	PPF7	2				4.74			
							9.48		
							9.48	81.26	770.34
03.02.04	m JACENA 50X80 2a								
	Jacena de hormigón prefabricado de sección 50x80cm con 2 aletas para apoyo placa alveolar. Incluye transporte y montaje.								
	JPA1	2				4.72			
	JPA2	4				4.98			
							29.36	244.17	7,168.83
03.02.05	m JACENA 50x80 1a								
	Jacena de hormigón prefabricado de sección 50x80cm con 1aleta para apoyo placa alveolar. Incluye transporte y montaje.								
	JPB	2				9.72			
							19.44		
							19.44	229.11	4,453.90
03.02.06	m JACENA 40x550 2ae								
	Jacena de hormigón prefabricado de sección 40x55cm con 2 aletas, incluido recorte de aleta, para apoyo placa alveolar. Incluye transporte y montaje.								
	JPD	1				3.14			
							3.14	187.17	587.71
03.02.07	m JACENA 40x60R								
	Jacena de hormigón prefabricado de sección 40x60cm rectangular. Incluye transporte y montaje.								
	JPC	1				5.46			
							5.46	180.24	984.11
03.02.08	m VIGA PERALTADA 160								
	Viga peraltada de hormigón prefabricado, de cubierta de canto máximo 160cm. Incluye transporte y montaje.								
	JPH1	6				19.72			
							118.32		
							118.32	154.89	18,326.58
03.02.09	m VIGA T 500								
	Viga prefabricada de hormigón, sección en T, canto 50cm. Incluye transporte y montaje.								
	JPH2	2				9.72			
	JPH3	2				5.98			
	JPH3V	1				7.98			
							39.38	123.50	4,863.43
03.02.10	m VIGA CANAL 50								
	Viga portacanalón prefabricada de hormigón de 50x50cm de sección. Incluye transporte y montaje.								
	Canal	7				4.98			
							34.86		

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	Cabeza de canal	2	0.24			0.48			
03.02.11	m2 PLACA HORMIGON FORJADO 30 Placa alveolar de hormigón prefabricado de 30cm de espesor y ancho 1.20m. Incluye transporte y montaje.						35.34	98.23	3,471.45
03.02.12	m VIGUETA DE HORMIGON CUBIERTA 18 Vigueta de hormigón prefabricado para cubierta de canto 18cm. Incluye transporte y montaje. Vigueta cubierta	98	5.00			490.00	686.00	80.60	55,291.60
							490.00	41.90	20,531.00
TOTAL SUBCAPÍTULO 03.02 Hormigón prefabricado.....									126,467.99
SUBCAPÍTULO 03.03 Estruct. Metálica									
03.03.01	kg ACERO TUBULAR S355 CERCHAS Acero S355, en perfiles conformados de tubo circular, en cerchas, con uniones articuladas; i/p.p., piezas especiales y dos manos de minio de plomo, montado, según NTE-EA y CTE-DB-SE-A.								
							2,971.56	4.36	12,956.00
03.03.02	kg CORREA ACERO TUBULAR S355 Correa de acero con forma de tubo de sección cuadrada, i/p.p. de despuntes y piezas especiales, colocada y montada. Según NTE-EA y CTE-DB-SE-A.								
							10,588.89	7.71	81,640.34
TOTAL SUBCAPÍTULO 03.03 Estruct. Metálica									94,596.34
TOTAL CAPÍTULO 03 Estructura									354,145.91

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 04 Cerramiento									
SUBCAPÍTULO 04.01 Exterior									
04.01.01	M2 MURO CORTINA ACRISTALADO ALUMN ANOD COL								
	Muro cortina formado por montantes de aluminio anodizado bronce, oro o negro de dimensiones 14x8(2mm) con una separación interejes máxima de 1.00 m, travesaño de dimensiones 7x6 y 2mm de espesor, anclajes para sujeción de montantes con regulación tridimensional, con un acristalamiento de vidrio templado de 4+6+4mm, perfectamente colocado y aplomado, incluso sellado de juntas con masilla de silicona y parte proporcional de medios auxiliares.						1,255.88	139.70	175,446.44
04.01.02	m2 PANEL PREF.HORM.CERRAMIENTO BLANCO								
	Panel de cerramiento prefabricado de hormigón machihembrado, de 20 cm. de espesor, acabado en color blanco Macael, en piezas de 2,40 m., de alto, hasta 14 m. de largo, formadas por dos planchas de hormigón de 5 cm. de espesor con rigidizadores interiores, con capa interior de poliestireno de 10 cm. de espesor, i/p.p. de piezas especiales y sellado de juntas con cordón de masilla caucho-asfáltica. Colocado con ayuda de grúa automóvil para montaje y apeos necesarios. Eliminación de restos y limpieza final. P.p. de andamiajes y medios auxiliares. Según NTE-FPP. Medida la superficie realmente ejecutada.						1,200.10	93.77	112,533.38
04.01.03	m CANTONERA DE HORMIGON PREFABRICADO								
	Panel de cerramiento prefabricado de esquina de hormigón machihembrado, de 20 cm. de espesor, acabado en color blanco Macael, hasta 14 m. de largo, formadas por dos planchas de hormigón de 5 cm. de espesor con rigidizadores interiores, con capa interior de poliestireno de 10 cm. de espesor, i/p.p. de piezas especiales y sellado de juntas con cordón de masilla caucho-asfáltica. Colocado con ayuda de grúa automóvil para montaje y apeos necesarios. Eliminación de restos y limpieza final. P.p. de andamiajes y medios auxiliares. Según NTE-FPP. Medida la superficie realmente ejecutada.						29.90	27.10	810.29
TOTAL SUBCAPÍTULO 04.01 Exterior.....									288,790.11
SUBCAPÍTULO 04.02 Cubierta									
04.02.01	m2 PLACA COMPACTA POLICARBONATO e/20mm								
	Placa compacta de policarbonato incoloro, de 20 mm. de espesor, de dimensiones 3,00 x 2,05 m. y con protección UV, para cerramientos de cubierta, incluso perfilería completa de policarbonato para cierres y piezas especiales.						911.25	214.37	195,344.66
04.02.02	m2 CUB.INV.NO TRANS. C/A GRAVA PN-1								
	Cubierta invertida no transitada constituida por: capa de arcilla expandida en seco de espesor medio 10 cm., en formación de pendiente, con mallazo de acero 300x300x6 mm., tendido de mortero de cemento y arena de río M-5, de 2 cm. de espesor; lámina asfáltica de betún elastómero SBS (tipo LBM-40-FP-160) de poliéster (fieltro no tejido de 160 gr/m2) en posición flotante respecto al soporte, salvo en perímetro y puntos singulares; aislamiento térmico de poliestireno extruido de 50 mm.; lámina geotextil de 200 g/m2. Incluso extendido de una capa de 10 cm. de grava de canto rodado. Según membrana PN-1 y UNE-104-402/96.						1,134.62	46.69	52,975.41
04.02.03	m2 CUB.POLIÉSTER REF.G.ONDA TRASLÚCIDA								
	Cubierta con placas de poliéster reforzado con fibra de vidrio translúcida en colores varios, perfil granonda tipo, sobre correas (sin incluir), incluso parte proporcional de solapes, caballetes, limas, remates, encuentros, accesorios de fijación, juntas de estanqueidad, medios auxiliares, totalmente instalada, según NTE-QTS-5 y QTF-18 y 19. Medida en verdadera magnitud.						138.88	29.96	4,160.84

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
04.02.04	m2 CUB.PANEL SANDWICH PRELACA+GALVA-80 PUR Cubierta formada por panel sandwich machiembreado compuesto por chapa de acero interior (Le=320 N/mm ²) galvanizada cara interior de 0,5 mm. con núcleo de espuma de poliuretano de 40 kg./m ³ . mas chapa de acero exterior prelacada con un espesor total de 80 mm., peso 10,5 kg/m ² , con tapeta de estanqueidad y grapas de anclaje sobre correas metálicas, i/p.p. de solapes, accesorios de fijación, tapeta, juntas de estanqueidad, medios auxiliares y elementos de seguridad, s/NTE-QTG-8. Medida en verdadera magnitud.						565.44	37.29	21,085.26
04.02.05	m REMATE LATERAL ACERO GALV. 50 Remate lateral de chapa de acero galvanizado de 50 cm. desarrollo colocado en tejado de chapas o paneles, incluso parte proporcional de solapes y elementos de fijación, según NTE/QTG-11. Medido en verdadera magnitud.						538.72	25.95	13,979.78
04.02.06	m2 FÁB.LADR. 29cm. LHD 29x14x10 MORT.M-5 Fábrica de 29 cm. de espesor de ladrillo hueco doble de 29x14x10 cm., sentado con mortero de cemento CEM II/A-P 32,5 R y arena de río tipo M-5, preparado en central y suministrado a pie de obra, para revestir, i/replanteo, nivelación y aplomado, rejuntado, limpieza y medios auxiliares. Según UNE-EN-998-1:2004, RC-03, NTE-PTL, DB-HR y CTE-SE-F, medido a cinta corrida.						244.31	50.90	12,435.38
TOTAL SUBCAPÍTULO 04.02 Cubierta.....									299,981.33
SUBCAPÍTULO 04.03 Divisiones interiores									
04.03.01	m2 FÁB.BLOQ.HORMIG.GRIS 50x25x22 cm Fábrica de bloques huecos de hormigón gris estándar de 50x25x22 cm. para revestir, recibidos con mortero de cemento CEM II/B-M 32,5 N y arena de río M-5, rellenos de hormigón de 330 kg. de cemento/m ³ . de dosificación y armadura según normativa, i/p.p. de formación de dinteles, zunchos, jambas, ejecución de encuentros, piezas especiales, roturas, replanteo, nivelación, aplomado, rejuntado, limpieza y medios auxiliares, s/NTE-FFB-6 y CTE-SE-F, medida deduciendo huecos superiores a 1 m ² .						1,124.96	34.84	39,193.61
04.03.02	m2 TABIQUE INDUSTRIAL 55mm Doble panel en chapa de acero o melamina con: módulo acristalado simple de 4, 6 y 8mm de espesor; doble vidrio con cámara aislante; vidrio laminado o securizado. Núcleo aislante de lana de roca de alta densidad. Espesor total 55mm. Acabado lacado con pintura blanca epoxy-polyester sometida a altas temperaturas. Son módulos autoportantes, que soportan su propio techo, y que se ensamblan entre ellos por tornillería oculta en el panel. La fijación al pavimento se realiza mediante soportes regulables atornillados. Permite absorber los desniveles del pavimento con una tolerancia de hasta 10mm.						881.32	233.58	205,858.73
04.03.03	m2 VIDRIO FLOAT INCOLORO 2 mm. Acristalamiento con vidrio float incoloro de 2 mm. de espesor, fijación sobre carpintería con acuñado mediante calzos de apoyo perimetrales y laterales y sellado en frío con silicona incolora, incluso cortes de vidrio y colocación de junquillos, según NTE-FVP-8						382.31	11.68	4,465.38
04.03.04	m2 PLANCHA NERVOMETAL 0,4 mm. Plancha metálica nervada galvanizada de 0,4 mm. de espesor						1.10	4.22	4.64

PRESUPUESTO Y MEDICIONES**Concesionario Taller**

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
04.03.07	u CONJT. ESTRUCTURA CUBRICION INTERIOR OFICINAS								
	Estructura y cubierta para instalar sobre modulos de compartimentación autoprtante. Totalmente montado e instalado. Constituido por:								
	Plancha metálica nervada galvanizada de 0,4 mm. de espesor.								
	Acero laminado S275, en perfiles laminados en caliente para vigas, pilares, zunchos y correas, mediante uniones soldadas; i/p.p. de soldaduras, cortes, piezas especiales, despuntes y dos manos de imprimación con pintura de minio de plomo, montado y colocado, según NTE-EAS/EAV y CTE-DB-SE-A.								
	Acero laminado S275 en perfiles para vigas, pilares y correas, con una tensión de rotura de 410 N/mm2, unidas entre sí mediante uniones soldadas con electrodo básico i/p.p. despuntes y dos manos de imprimación con pintura de minio de plomo totalmente montado, según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.								
							1.00	897.82	897.82
	TOTAL SUBCAPÍTULO 04.03 Divisiones interiores								250,420.18
	TOTAL CAPÍTULO 04 Cerramiento								839,191.62

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 05 Aislamiento e impermeabilización.									
05.01	m2 IMP.MURO MORT.HIDROF. Impermeabilización de muros, al exterior o al interior, con mortero hidrófugo monocomponente de base cementosa modificado con polímeros, mezclado a razón de 4 l. de agua por saco de 25 kg. y aplicado como enfoscado, sobre hormigón o ladrillo, con un espesor medio de 1 cm., previa limpieza y humectación del soporte hasta la saturación.						119.35	31.81	3,796.52
05.02	m2 IMP.REV.ELAST. MUROS SÓTANO CAUCHO Suministro y aplicación de emulsión de caucho asfalto para la protección por el exterior de muros de sótano, sin andamios, aplicada en dos capas, con consumo de 1,5 kg/m2 sobre soporte liso, más una capa protectora antipunzonante, de geotextil no tejido termo soldado de polipropileno de 125 gr/m2.						779.00	32.57	25,372.03
TOTAL CAPÍTULO 05 Aislamiento e impermeabilización.									29,168.55

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 06 Revestimientos									
06.01	m2 ENFOSC. MAESTR.-FRATAS. M-10 VER. Enfoscado maestreado y fratasado con mortero de cemento CEM II/B-P 32,5 N y arena de río M-10, en paramentos verticales de 20 mm. de espesor, i/regleado, sacado de aristas y rincones con maestras cada 3 m. y andamiaje, s/NTE-RPE-7, medido deduciendo huecos.						2,156.55	14.69	31,679.72
06.02	m2 ENFOSC. MAESTR.-FRATAS. M-10 HOR. Enfoscado maestreado y fratasado con mortero de cemento CEM II/B-P 32,5 N y arena de río M-10, en paramentos horizontales, i/regleado, sacado de aristas y rincones con maestras cada 3 m. y andamiaje, s/NTE-RPE-8, medido deduciendo huecos.						1,874.04	17.44	32,683.26
06.03	m2 FT-120x60 RESIST.HUM. MEDI-A.ACÚS.MEDIA PV Falso techo con placas de fibra mineral con resistencia a la humedad media y aislamiento acústico medio, de dimensiones 1200x600x15 mm. en acabado fisurado color blanco y lateral recto, instalado con perflería vista blanca, comprendiendo perfiles primarios y secundarios fijados al forjado, i/p.p. de elementos de remate, accesorios de fijación y andamiaje, instalado s/NTE-RTP, medido deduciendo huecos superiores a 2 m2.						651.23	22.16	14,431.26
06.04	m2 ALIC. GRES NATURAL 20x20 RECIB. MORT. C/JTA Alicatado con plaqueta de gres natural 20x20 cm. (B1b, B1a s/UNE-EN-14411) colocación a línea, recibido con mortero de cemento CEM II/A-P 32,5 R y arena de miga (M-5), p.p. de cortes, ingleses, piezas especiales, rejuntado con material cementoso color CG2 para junta de 5 mm según EN-13888 junta color y limpieza, S/NTE-RPA-3, medido deduciendo huecos superiores a 1 m2.						93.36	38.68	3,611.16
06.05	m2 FT-60x60 RESIST.HUM. MEDIA-A.ACÚS.ALTA PV Falso techo con placas de fibra mineral con resistencia a la humedad media y aislamiento acústico alto, de dimensiones 600x600x15 mm. color blanco, instalado con perflería vista blanca, comprendiendo perfiles primarios y secundarios, i/p.p. de elementos de remate, accesorios de fijación y andamiaje, instalado s/NTE-RTP, medido deduciendo huecos superiores a 2 m2.						101.50	26.40	2,679.60
TOTAL CAPÍTULO 06 Revestimientos.....									85,085.00

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 07 Pavimentos									
07.01	m2 SOL.GRES PORCELÁNICO PULIDO 40x40cm. C/J. C/R Solado de gres porcelánico prensado pulido (Bla- s/UNE-EN-67), en baldosas de 40x40 cm. color granito, para tránsito denso (Abrasión IV), recibido con adhesivo C2 s/EN-12004 flexible blanco, s/i. recrecido de mortero, i/rejuntado con mortero tapajuntas CG2 s/EN-13888 color y limpieza, S/NTE-RSR-2, i/rodapié del mismo material de 9x40 cm., medido en superficie realmente ejecutada.						2,319.68	64.73	150,152.89
07.02	m2 SOL.GRES PORCELÁNICO ANTIDES.40x40cm.T/D C/SO Solado de gres porcelánico prensado no esmaltado (Bla- s/UNE-EN-14411), antideslizante clase 2 de Rd (s/n UNE-ENV 12633:2003), en baldosas de 40x40 cm. color granito, para tránsito denso (Abrasión IV), recibido con adhesivo C1 TE s/EN-12004, sobre recrecido de mortero de cemento CEM II/B-P 32,5 N y arena de río (M-5) de 5 cm. de espesor, i/rejuntado con lechada de cemento blanco BL 22,5 X y limpieza, s/NTE-RSR-2, medido en superficie realmente ejecutada.						63.00	59.79	3,766.77
07.03	m2 ENFOSC. MAESTR.-FRATAS. M-10 HOR. Enfoscado maestreado y fratasado con mortero de cemento CEM II/B-P 32,5 N y arena de río M-10, en paramentos horizontales, i/regleado, sacado de aristas y rincones con maestras cada 3 m. y andamiaje, s/NTE-RPE-8, medido deduciendo huecos.						533.79	17.44	9,309.30
TOTAL CAPÍTULO 07 Pavimentos									163,228.96

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 08 Carpintería									
SUBCAPÍTULO 08.01 Metálica									
08.01.01	u PUERTA CORTAFUEGO 80cm Puerta cortafuegos una hoja, 80x220cm hueco libre. Puerta de acero espesor chapa: 0.8 mm Grueso de la hoja: 52 mm Marco: Acero pintado gris Acabados: Hoja con imprimación de color gris que acepta pintura directa Relleno: lana de roca 180 Kg/m3. Resistencia al fuego EI2 t-c5.						5.00	333.60	1,668.00
08.01.02	u PUERTA CORTAFUEGO 110cm Puerta cortafuegos una hoja, 110x220cm hueco libre. Puerta de acero espesor chapa: 0.8 mm Grueso de la hoja: 52 mm Marco: Acero pintado gris Acabados: Hoja con imprimación de color gris que acepta pintura directa Relleno: lana de roca 180 Kg/m3. Resistencia al fuego EI2 t-c5.						2.00	383.91	767.82
08.01.03	u PUERTA CORTAFUEGO 120cm Puerta cortafuegos doble hoja, 120x220cm hueco libre. Puerta de acero espesor chapa: 0.8 mm Grueso de la hoja: 52 mm Marco: Acero pintado gris Acabados: Hoja con imprimación de color gris que acepta pintura directa Relleno: lana de roca 180 Kg/m3. Resistencia al fuego EI2 t-c5.						3.00	669.47	2,008.41
08.01.04	u PUERTA CORTAFUEGO 200cm Puerta cortafuegos doble hoja, 200x120cm hueco libre. Puerta de acero espesor chapa: 0.8 mm Grueso de la hoja: 52 mm Marco: Acero pintado gris Acabados: Hoja con imprimación de color gris que acepta pintura directa Relleno: lana de roca 180 Kg/m3. Resistencia al fuego EI2 t-c5.						1.00	828.65	828.65
08.01.05	m2 P.BALCON.AL.LB.PRACTI. 2 HOJAS Carpintería de aluminio lacado blanco de 60 micras, en puertas balconeras practicables de 2 hojas para acristalar, mayores de 2 m2. y menores de 4 m2. de superficie total, compuesta por cerco, hojas con zócalo inferior ciego de 30 cm., y herrajes de colgar y de seguridad, instalada sobre precerco de aluminio, sellado de juntas y limpieza, incluso con p.p. de medios auxiliares. s/NTE-FCL-16.						2.00	145.56	291.12
08.01.06	ud PUERTA AL.NA.VAIVÉN 1H. 80x220cm Puerta de vaiven de 1 hoja, de aluminio anodizado en color natural de 15 micras, de 80x220 cm. de medidas totales, compuesta por cerco, hoja con zócalo inferior ciego de 30 cm., y herrajes de colgar y de seguridad, instalada sobre precerco de aluminio, sellado de juntas y limpieza, incluso con p.p. de medios auxiliares. s/NTE-FCL.						3.00	391.45	1,174.35

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
08.01.07	ud BALCON.AL.NA.COR.S.A. 1H. Balconera corredera serie alta de 1 hoja para acristalar, de aluminio anodizado en color natural de 15 micras, de 400x350 cm. de medidas totales, compuesta por cerco, hojas con zócalo inferior ciego de 30 cm., y herrajes de deslizamiento y de seguridad, instalada sobre precerco de aluminio, sellado de juntas y limpieza, incluso con p.p. de medios auxiliares. s/NTE-FCL-17.						1.00	650.92	650.92
08.01.08	u PUERTA BASCULANTE Puerta basculante plegable automática de hasta 30m2 realizada con bastidor de tubos rectangulares y chapa de acero tipo Pegaso, con cerco provisto guías, contrapeso y equipo de motorización, temporizador, con cuadro de maniobra de apertura a distancia, célula fotoeléctrica de seguridad, totalmente instalada incluida instalación eléctrica.						2.00	315.26	630.52
08.01.09	ud PUERTA AL.NA.VAIVÉN 1H.100x220cm Puerta de vaiven de 1 hoja , de aluminio anodizado en color natural de 15 micras, de 100x220 cm. de medidas totales, compuesta por cerco, hoja con zócalo inferior ciego de 30 cm., y herrajes de colgar y de seguridad, instalada sobre precerco de aluminio, sellado de juntas y limpieza, incluso con p.p. de medios auxiliares. s/NTE-FCL.						2.00	656.56	1,313.12
08.01.10	m BARANDILLA ESCAL. ACERO INOX. Barandilla de escalera de 100 cm. de altura con pasamanos de 45x45 mm. y pilastras de 40x40 mm. cada 70 cm., con ángulo inferior para anclaje a la losa, enmarcado separado 12 cm. del pasamanos que encierra montantes verticales cada 10 cm. de 30x15 mm., todos los perfiles de acero inoxidable de 1ª calidad 18/8. Elaborada en taller y montaje en obra (sin incluir recibido de albañilería).						40.94	277.59	11,364.53
08.01.11	ud VENT.AL.LB.COR.S.A.2H. 150x150cm Ventana corredera serie alta de 3 hojas de aluminio lacado blanco de 60 micras, de 150x150 cm. de medidas totales, compuesta por cerco, hojas y herrajes de deslizamiento y de seguridad, instalada sobre precerco de aluminio, sellado de juntas y limpieza, incluso con p.p. de medios auxiliares. s/NTE-FCL-5.						8.00	344.67	2,757.36
08.01.12	m2 VENT.AL.LB. FIJO ESCAPARATE >4m2 Carpintería de aluminio lacado blanco de 60 micras, en ventanales fijos para escaparates mayores de 4 m2. o cerramientos en general, para acristalar, compuesta por cerco sin carriles para persiana o cierre, junquillos y accesorios, instalada sobre precerco de aluminio, incluso con p.p. de medios auxiliares.						382.31	146.59	56,042.82
08.01.13	u PUERTA CORTAFUEGO 90cm Puerta cortafuegos una hoja, 90x220cm hueco libre. Puerta de acero espesor chapa: 0.8 mm Grueso de la hoja: 52 mm Marco: Acero pintado gris Acabados: Hoja con imprimación de color gris que acepta pintura directa Relleno: lana de roca 180 Kg/m3. Resistencia al fuego EI2 t-c5.						1.00	183.26	183.26

PRESUPUESTO Y MEDICIONES**Concesionario Taller**

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
08.01.14	u PUERTA CORTAFUEGO 100cm Puerta cortafuegos una hoja, 100x220cm hueco libre. Puerta de acero espesor chapa: 0.8 mm Grueso de la hoja: 52 mm Marco: Acero pintado gris Acabados: Hoja con imprimación de color gris que acepta pintura directa Relleno: lana de roca 180 Kg/m3. Resistencia al fuego EI2 t-c5.						1.00	196.39	196.39
TOTAL SUBCAPÍTULO 08.01 Metálica									79,877.27
SUBCAPÍTULO 08.02 Hormigón									
08.02.01	m PREMARCO DE HORMIGON PREFABRICADO						2.00	234.80	469.60
TOTAL SUBCAPÍTULO 08.02 Hormigón									469.60
TOTAL CAPÍTULO 08 Carpintería									80,346.87

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 09 Pintura									
09.01	m2 PINT. PLÁST. B/COLOR INT-EXT BUENA ADHER.								
	Pintura plástica blanca o pigmentada, lisa mate, buena adherencia en interior o exterior climas benévolos, sobre placas de cartón-yeso, yeso y superficies de baja adherencia como enfoscados lisos o fibrocemento, dos manos, incluso mano de fondo, plastecido y acabado.								
							4,564.38	7.65	34,917.51
	TOTAL CAPÍTULO 09 Pintura								34,917.51

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 10 Sanitarios									
10.01	ud LAVAMANOS 44x31 BLANCO G.REPISA Lavamanos de porcelana vitrificada blanco, mural, de 44x31 cm., colocado mediante anclajes de fijación a la pared, con un grifo de repisa, con rompechorros, incluso válvula de desagüe de 32 mm., llaves de escuadra de 1/2" cromadas, y latiguillos flexibles de 20 cm. y de 1/2", instalado y funcionando.						8.00	72.08	576.64
10.02	ud INOD.T.BAJO COMPL. S.NORMAL BLA. Inodoro de porcelana vitrificada blanco, de tanque bajo, serie normal colocado mediante tacos y tornillos al solado, incluso sellado con silicona, y compuesto por: taza, tanque bajo con tapa y mecanismos y asiento con tapa lacados, con bisagras de acero, instalado, incluso con llave de escuadra de 1/2" cromada y latiguillo flexible de 20 cm. y de 1/2", funcionando.						4.00	165.88	663.52
10.03	ud PLATO DUCHA PORC.90x90 BLANCO Plato de ducha de porcelana, de 90x90 cm., blanco, con grifería mezcladora exterior monomando, con ducha teléfono, flexible de 150 cm. y soporte articulado, incluso válvula de desagüe sifónica, con salida horizontal de 60 mm., instalada y funcionando.						4.00	209.29	837.16
10.04	ud INODORO MINUSVÁLIDO TANQUE BAJO Inodoro especial para minusválidos de tanque bajo y de porcelana vitrificada blanca, fijado al suelo mediante 4 puntos de anclaje, dotado de asiento ergonómico abierto por delante y tapa blancos, y cisterna con mando neumático, instalado y funcionando, incluso p.p. de llave de escuadra de 1/2" cromada y latiguillo flexible de 20 cm. de 1/2".						1.00	639.68	639.68
10.05	ud LAV.MINUSV.CIAP.CODOS G.GERONT. Lavabo especial para minusválidos, de porcelana vitrificada en color blanco, con cuenca cóncava, apoyos para codos y alzamiento para salpicaduras, provisto de desagüe superior y jabonera lateral, colocado mediante pernos a la pared, y con grifo mezclador monomando, con palanca larga, con aireador y enlaces de alimentación flexibles, cromado, incluso válvula de desagüe de 32 mm., llaves de escuadra de 1/2" cromadas y latiguillos flexibles de 20 cm. y de 1/2", instalado y funcionando.						1.00	681.46	681.46
TOTAL CAPÍTULO 10 Sanitarios.....									3,398.46

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 11 Aparatos elevadores									
11.01	ud MONTACARGAS 2.000 kg 2 PARADAS								
	Montacargas hidráulico con una velocidad de 0,4 m/s., 2 paradas, para una carga nominal de 2.000 kg., equipo de maniobra universal simple, puerta automática telescópica en cabina y automática en piso. de acero pintado, instalado con pruebas y ajustes.								
							1.00	39,729.00	39,729.00
	TOTAL CAPÍTULO 11 Aparatos elevadores.....								39,729.00

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Concesionario Taller

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 12 Escaleras metálicas									
12.01	ud ESC.EMER. 3 TRAMOS h=6,00 A=1,20								
	Módulo de escalera de emergencia, recta estándar de tres tramos por planta, 6 m. de altura máxima a salvar y 6 pilares intermedios, con un ancho útil máximo de 1,20 m., realizada la estructura con perfiles de acero laminado S 275JR, zancas de perfil conformado en frío de 4 mm. de espesor, peldaños de chapa lagrimada de 3 mm. de espesor, y barandilla de 1,10 m. de altura de tubo de acero laminado en frío de 40x20x1,5 y 20x20x1,5 en todo su perímetro, para una sobre-carga de uso de 400 kg/m2., incluso imprimación antioxidante, resistente al fuego, según CTE-DB-SI 3, realizada en taller y montaje en obra. (sin incluir ayudas de albañilería, ni medios auxiliares).								
							1.00	4,746.88	4,746.88
12.02	ud ESC.EMER. 3 TRAMOS h=5,00 A=1,20								
	Módulo de escalera de emergencia, recta estándar de tres tramos por planta, 5 m. de altura máxima a salvar y 4 pilares intermedios, con un ancho útil máximo de 1,20 m., realizada la estructura con perfiles de acero laminado S 275JR, zancas de perfil conformado en frío de 4 mm. de espesor, peldaños de chapa lagrimada de 3 mm. de espesor, y barandilla de 0.90 m. de altura de tubo de acero laminado en frío de 40x20x1,5 y 20x20x1,5 en todo su perímetro y en el ojo de la escalera, para una sobre-carga de uso de 400 kg/m2., incluso imprimación antioxidante, resistente al fuego, según CTE-DB-SI 3, realizada en taller y montaje en obra. (sin incluir ayudas de albañilería, ni medios auxiliares).								
							1.00	3,609.08	3,609.08
	TOTAL CAPÍTULO 12 Escaleras metálicas.....								8,355.96
	TOTAL								2,092,944.22