

# Universidad de **Cádiz**

Proyectos fin de carrera de Ingeniería Técnica Industrial. Mecánica.

**Centro:** ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE ALGECIRAS

**Titulación:** Ingeniería Técnica Industrial, esp. Mecánica

**Título:** Proyecto nave industrial para mecanizado

**Autor:** Pablo Guillén Orpez.

**Fecha:** Febrero 2012



**ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE  
ALGECIRAS**

**PROYECTO: NAVE INDUSTRIAL  
PARA MECANIZADO**

**TOMO I**

Titulación: Ingeniería Técnica Industrial, esp. Mecánica

Alumno: Pablo Guillén Orpez



**DOCUMENTO N° 0**  
**ÍNDICE**

---

**TOMO I**

---

**DOCUMENTO N° 0: ÍNDICE**

**DOCUMENTO N° 1: MEMORIA**

**1 MEMORIA JUSTIFICATIVA**

**1.1 PETICIONARIO**

**1.2 OBJETO DEL PROYECTO.**

**1.3 SITUACIÓN.**

**1.4 PARCELA.**

**1.5 DIMENSIONES Y SUPERFICIES**

**1.6 ACTIVIDAD**

**1.7 JUSTIFICACIÓN URBANÍSTICA**

**1.8 LEY 7/2007, DE 9 DE JULIO, DE GESTIÓN INTEGRADA DE LA CALIDAD  
AMBIENTAL DE ANDALUCÍA.**

**1.8.1 LICENCIA DE APERTURA DE ESTABLECIMIENTOS (CALIFICACIÓN  
AMBIENTAL)**

**1.9 NORMATIVAS LEGALES CONSIDERADAS**

**2 MEMORIA DESCRIPTIVA**

**2.1 PUENTE GRÚA**

**2.2 CONSIDERACIONES DEL TERRENO**

**2.3 CIMENTACIÓN**

**2.4 SOLERA**

**2.5 PUERTAS**

- 2.6** VENTANAS
- 2.7** CERRAMIENTOS
- 2.8** ESCALERAS
- 2.9** ESTRUCTURA DE LA NAVE
- 2.10** ACABADO
- 2.11** CORREAS

### **3** MEMORIA DE CÁLCULO

- 3.1** INTRODUCCIÓN
- 3.2** CARACTERÍSTICAS DE LA NAVE OBJETO
- 3.3** MATERIALES EMPLEADOS EN LA NAVE
- 3.4** CÁLCULO DE LAS CORREAS
  - 3.4.1** RESULTADO DEL CÁLCULO DE LAS CORREAS
  - 3.4.2** COMPROBACIÓN DE LOS RESULTADOS DE CORREAS
  - 3.4.3** CALCULO DE ARRIOSTRAMIENTO DE LA CHAPA.
- 3.5** CÁLCULO DE PORTICOS
  - 3.5.1** CARACTERÍSTICAS DE PERCILES SELECCIONADOS
  - 3.5.2** TIPOS DE CARGAS
  - 3.5.3** COMPROBACIONES DE LOS PERFILES
  - 3.5.4** COMPROBACIÓN DE UNIONES EN LOS PORTICOS
- 3.6** CÁLCULO DE OFICINA
  - 3.6.1** CARACTERÍSTICAS DE PERCILES SELECCIONADOS
  - 3.6.2** TIPOS DE CARGAS
  - 3.6.3** COMPROBACIONES DE LOS PERFILES
  - 3.6.4** COMPROBACIONES DE LAS UNIONES EN LAS OFICINAS

- 3.7 CÁLCULOS DE CRUCES DE SAN ANDRES
- 3.8 CÁLCULO DE LAS PLACAS DE ANCLAJE
- 3.9 CÁLCULO DE UNIONES EN PLACAS DE ANCLAJE
- 3.10 CÁLCULO DE ZAPATA
- 3.11 VIGAS DE ATADO

## **TOMO II**

### **DOCUMENTO N° 2: PLIEGO DE CONDICIONES**

### **DOCUMENTO N° 3: PRESUPUESTO**

### **DOCUMENTO N° 4: PLANOS**

1. SITUACIÓN
2. EMPLAZAMIENTO
3. CUBIERTA
4. P ARPINTERÍA Y ALBAÑILERÍA
5. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA
6. CIMENTACIÓN
7. UNIONES SOLDADAS

**DOCUMENTO N° 1**  
**MEMORIA**

## **1 MEMORIA JUSTIFICATIVA**

### **1.1 PETICIONARIO**

Este proyecto se propuso al Comité de Trabajos y Proyectos de la Escuela Politécnica Superior de Algeciras para evaluar académicamente al alumno Pablo Guillén Orpez con el objetivo de obtener el título como Ingeniero Técnico Industrial especializado en Mecánica y poder así comenzar sus estudios en el segundo ciclo lo antes posible.

La idea de este proyecto fue sacada en su transcurso de prácticas de empresa en Interquisa cuyo tutor fue un antiguo alumno de la Escuela Politécnica Superior de Algeciras.

El tutor que ayudó al progreso del presente proyecto es un profesor de la Escuela Politécnica Superior de Algeciras especializado en estructuras, el profesor César Martínez Estalayo.

### **1.2 OBJETO DEL PROYECTO.**

El objetivo de este proyecto es ampliar los conocimientos del alumno. Para ello definiremos por objeto el presente proyecto en base a la Normativa Vigente aplicando todos los conocimientos técnicos tanto industriales como urbanísticos necesarios para su realización, destinada a la actividad de taller de mantenimientos de equipos y servicios industriales.

### **1.3 SITUACIÓN.**

En la propuesta de proyecto que se entregó al Comité de Trabajos y Proyectos de la Escuela Politécnica Superior de Algeciras, tiene como descripción, construir

una nave industrial inventada, así pues, se redacta la nave objeto del presente proyecto situado en Polígono Industrial La Menacha, dentro del Municipal de Algeciras (Cádiz).

#### 1.4 PARCELA.

La parcela dispone de una superficie de 1000 m<sup>2</sup> para levantar la nave industrial de 20 m de luz y 40 m de largo.

El terreno es prácticamente horizontal a una cota a nivel con la calzada.

El terreno compacto de la parcela está dotado de red de distribución de energía eléctrica, red de canalización de agua potable, agua contra incendios, aguas residuales y saneamiento, donde se conectarán nuestras redes propias de la nave con las redes generales por atreves de las correspondientes acometidas en otro proyecto.

#### 1.5 DIMENSIONES Y SUPERFICIES

La nave industrial se construirá en el Polígono Industrial del Municipio de Algeciras (Cádiz) con las dimensiones, superficies y características siguientes:

-SUPERFICIE DE LA PARCELA	~1000 m <sup>2</sup>
-SUPERFICIE DE LA NAVE EN PLANTA BAJA	~800 m <sup>2</sup>
• ANCHO DE LA NAVE	~20 m
• LARGO DE LA NAVE	~40 m
-SUPERFICIE DE PLANTA BAJA PARA OFICINAS	~100 m <sup>2</sup>
• RESPECTO A LO LARGO DE LA NAVE	~10 m

- RESPECTO A LO ANCHO DE LA NAVE ~10 m
- SUPERFICIE DE PRIMER PLANTA PARA OFICINAS ~100 m<sup>2</sup>
  - RESPECTO A LO LARGO DE LA NAVE ~10 m
  - RESPECTO A LO ANCHO DE LA NAVE ~10 m
- ALTURA LIBRE DE LA NAVE 9 m

CUBIERTA: La nave será construida con una cubierta a dos aguas no transitable, formada por paneles sandwich y chapas onduladas de acero sobre correa en forma de celosía.

TIPO DE ESTRUCTURA: Los pórticos serán con pilares de inercia constantes y cercha tipo “Pórtico rígido” como se muestra en la Figura 1.

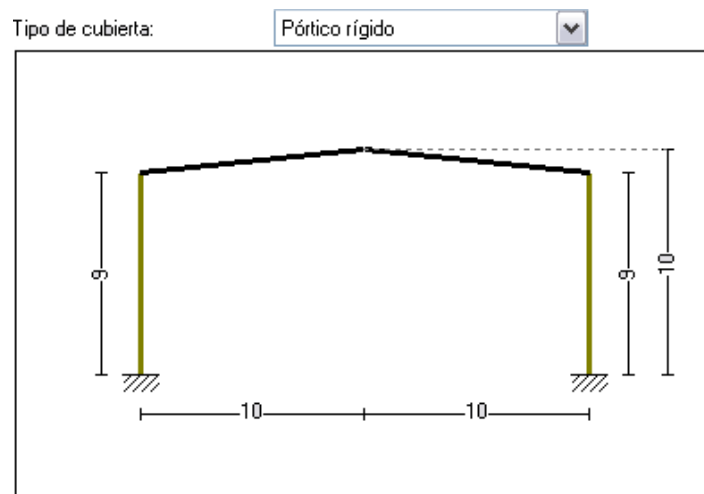


Figura 1. Cercha rígida

CERRAMIENTOS EXTERIOR: Los cerramientos de la nave estarán formados por placas de hormigón y enlucido hasta media altura.

CERRAMIENTOS INTERIOR: Los cerramientos de las oficinas estarán formados por una pared de ladrillo cerámico hueco.



## **1.6 ACTIVIDAD**

La nave objeto del presente proyecto se adaptara para realizar actividades propias de un taller de mantenimiento industrial, llevándose a cabo actividades como reparaciones de válvulas, soldadura, trabajos de mecanizado, etc.

## **1.7 JUSTIFICACIÓN URBANISTICA**

La nave objeto del presente proyecto dentro del Polígono Industrial De Algeciras a unos 500 m de cualquier recinto urbanístico, llevándose a cabo, actividades propiamente industriales sin presentar ninguna incompatibilidad urbanística con las actividades permitidas en el Polígono Industrial de Algeciras.

Por todo lo anterior, desde el punto de vista urbanístico, se cree cumplir, el PLAN GENERAL MUNICIPAL DE ORDENACIÓN URBANISTICA DEL POLIGONO INDUSTRIAL DE ALGECIRAS (Cádiz).

## **1.8 LEY 7/2007, DE 9 DE JULIO, DE GESTIÓN INTEGRADA DE LA CALIDAD AMBIENTAL DE ANDALUCÍA.**

En la tabla de “CATEGORÍAS DE ACTUACIONES SOMETIDAS A LOS INSTRUMENTOS DE PREVENCIÓN Y CONTROL AMBIENTAL” perteneciente al anexo I de la Ley 7/2007, de 9 de julio, de Gestión Integrada de la Calidad Ambiental de Andalucía, se observa en el apartado 13.20. que las instalaciones para el trabajo de metales; embutido y corte, calderería en general y construcción de estructuras metálicas definidas en el apartado 13.17. han de someterse a un trámite de Calificación Ambientas si se cumple de forma simultánea las condiciones enunciadas en el apartado 13.17.

La nave objeto presenta actividades de trabajo con metales; mecanizado, soldadura, calderería, etc. y según el apartado 13.17. al estar en Polígono Industrial, a más de 500 m de cualquier zona residencial y tener una superficie inferior a 1 hectárea, el presente proyecto debe someterse a un comité de Calificación Ambiental.

### **1.8.1 LICENCIA DE APERTURA DE ESTABLECIMIENTOS (CALIFICACIÓN AMBIENTAL)**

En consecuencia con la Ley 7/2007, de 9 de julio, de Gestión Integrada de la Calidad Ambiental de Andalucía, el Proyecto Técnico, de la actividad visado por el correspondiente Colegio Profesional, deberá contener información suficiente sobre:

#### **1.8.1.1 OBJETO DE LA ACTIVIDAD**

La nave objeto del presente proyecto desarrolla actividades de mantenimiento y servicios industriales, realizando trabajos con metales como mecanizado, soldaduras, etc.

#### **1.8.1.2 EMPLAZAMIENTO**

Definimos anteriormente la nave objeto en el Polígono Industrial La Menacha, dentro del Municipal de Algeciras (Cádiz), entre otras naves cuya actividad es industrial y una distancia mayor de 500 metros de cualquier recinto urbanístico.

#### **1.8.1.3 MAQUINARIA, EQUIPOS Y PROCESO PRODUCTIVO A UTILIZAR.**

Las actividades de la nave objeto de este proyecto no presenta ningún tipo de proceso de producción, sino, las máquinas y equipos de trabajo para realizar las actividades de mantenimiento y servicios industriales son los siguientes:

- Puente Grúa 6 Tn
- Cilindro Curvador de Chapas 3DP 1521
- Cizalla Klinsman RPG 3110
- Torno Amutio HB 575 X 1500
- Torno Amutio HB 575 X 2000
- Torno Amutio HB 725 X 2000
- Torno Pinacho S90 X 260 X 2225
- Torno Pinacho S90 X 310 X 3125
- Torno Geminis G650S X 1000
- Torno Guruzpe BT 2100 X 10000
- Fresadora Lagun FU-152
- Fresadora Zayer BF-4000
- Mortajadora Urpe 250
- Taladro Erlo TCA 40
- Taladro Erlo TCA 30
- Taladro Foradia 50 X 1200
- Sierra Danobat 440
- Sierra Cinta MG BMSY 550-G
- Compresor Atlas Copco
- Equilibradora Hoffman UHK 16

#### **1.8.1.4 MATERIALES EMPLEADOS, ALMACENADOS Y PRODUCIDOS.**

Los materiales empleados para un servicio de mantenimiento de equipos o fabricación de piezas para otras industrias son:

- Perfiles metálicos de distintos tipos y materiales.
- Chapas metálicas de distintos espesores y materiales.
- Electrodos para soldar.
- Discos para la amoladora radial.
- Piezas cilíndricas metálicas de distintos diámetros, espesores y materiales.
- Trapos de limpieza.

Estos materiales son considerados inertes y se almacenarán en cantidades según su demanda.

Tipos de servicios para industrias:

- Reparaciones de piezas y equipos.
- Reparación y fabricación de isometrías de tuberías.
- Fabricación de piezas metálicas para usos diversos.

Todos estos servicios, al finalizar son llevados directamente al cliente siendo su almacenamiento de muy poco tiempo.

### **1.8.1.5 RIESGOS AMBIENTALES PREVESIBLES Y MEDIDAS CORRECTORAS.**

#### **1.8.1.5.1 RUIDOS Y VIBRACIONES**

Según lo indicado por la Ordenanza Municipal de Protección de Medio Ambiente sobre Ruidos y Vibraciones en el Ayuntamiento de Algeciras, es necesario para este proyecto un estudio acústico de la nave como también lo exige la Ley 7/2007 en su Anexo I.

#### **1.8.1.5.2 EMISIÓN A LA ATMÓSFERA**

Tras una actividad normal de trabajo, las emisiones de gases a la atmósfera son nulas, por lo que no hay riesgo de contaminación atmosférica en el entorno.

#### **1.8.1.5.3 UTILIZACIÓN DEL AGUA Y VERTIDOS LÍQUIDOS**

Se prevé el uso de agua potable y productos de limpieza cotidianos de hogares para mantener limpias las instalaciones, es decir, las oficinas y vestuarios.

Los vertidos producidos por la limpieza se evacuarán a la red general de saneamiento de aguas residuales, siendo estos vertidos propiamente urbanos.

Según el punto 2 del apartado 5.4.5.1. de Seguridad de Salubridad del Código Técnico de la Edificación, utilizaremos arqueta separadora de grasa y fango antes de la red general de aguas residuales del polígono para los vertidos propios de limpieza de piezas.

#### **1.8.1.5.4 GENERACIÓN, ALMACENAMIENTO Y ELIMINACIÓN DE RESIDUOS**

Los tipos de residuos que pueden llegar a generar la nave objeto de este proyecto para un mantenimiento industrial, son los siguientes:

-Generación de residuos metálicos procedente de procesos de mecanización para la reparación de equipos o eliminación de piezas metálicas extraviadas. Todos estos residuos metálicos serán depositados en contenedores metálicos almacenados en la nave hasta la espera de su retirada por un gestor de residuos autorizados.

- Generación de residuos de limpieza para mantener las instalaciones, los equipos de taller, las herramientas, las piezas, etc. limpias, secas y en buen estado. De todo esto, los residuos propios de limpieza como papeles, trapos impregnados de grasa o disolvente son almacenados hasta su retirada por un gestor de residuos autorizado.

-Generación de residuos por soldadura para unir piezas metálicas o para rellenar superficies metálicas generan alrededor del cordón de soldadura una capa sólida negra llamada escoria, que protege el cordón de la oxidación y se desprende tras enfriarse. Este residuo es considerado inerte y de volumen muy reducido cuya eliminación consistirá en depositar los residuos en los contenedores propios para el servicio urbano que ofrece el Servicio Municipal de Recogida de Basura.

-Generación de residuos por amolado para ofrecer un mejor acabado superficial en piezas metálicas tras recibir una soldadura, produce un residuo formado por partículas metálicas de la propia pieza y partículas abrasivas de la amoladora radial que son inertes. Estos residuos junto con el núcleo del disco son considerados similares a los residuos urbanos y son depositados en los contenedores propios para el servicio urbano que ofrece el Servicio Municipal de Recogida de Basura.

-La nave dispondrá de un equipo compacto de limpieza como se observa en la Figura 2 de la marca Safetykleen o similar, común en las industrias para limpiar piezas utilizando disolventes. Estos equipos generan residuos que se gestiona por medio de un contrato de mantenimiento de la misma empresa con un gestor de residuo autorizado.



*Figura 2. Equipo compacto de Limpieza Safetykleen*

#### **1.8.1.5.5 ALMACENAMIENTO DE PRODUCTOS**

Los productos proporcionados por una nave de mantenimiento industrial son redes de tuberías fabricadas, piezas mecanizadas, equipos mecánicos reparadas, etc. son productos inertes de breve tiempo de almacenamiento cuyo fin es entregar el producto al cliente lo antes posible.

#### **1.8.1.6 MEDIDAS DE SEGUIMIENTO Y CONTROL**

Dadas las características de ser una nave industrial en Polígono Industrial alejado de zona residencial, se considera, que no existe riesgo de contaminación acústica o atmosférica siendo innecesario medidas de seguimiento y control para cumplir con lo establecido para obtener la Calificación Ambiental.

## 1.9 NORMATIVAS LEGALES CONSIDERADAS

- C.T.E.-D.B.- H.S.: Código Técnico de la Edificación sobre el Documento Básico de Seguridad Salubridad.

- C.T.E.-D.B.- S.E.-C.: Código Técnico de la Edificación sobre el Documento Básico de Seguridad Estructural referido a Cimientos.

- C.T.E.-D.B.- S.E.-A.: Código Técnico de la Edificación sobre el Documento Básico de Seguridad Estructural referido al Acero.

- EUROCÓDIGO 3: Proyecto de estructuras de acero.

- N.C.S.E. 02: Norma de Construcción Sismorresistente, Parte general y edificación.

- E.H.E. 08: Instrucción de Hormigón Estructural.

- 4ª Edición de Cálculo de Estructuras de Cimentación de J.Calavera.

- Ordenanzas Municipales del Ayuntamiento de Algeciras sobre Protección contra vibraciones y ruidos.

- Anexo I de la Ley 7/2007 de Gestión Integrada de la Calidad Ambiental.

- Decreto 297/1995 de 19 de diciembre por el que se aprueba el Reglamento de Calificación Ambiental.

- Ordenanzas Municipales del Ayuntamiento de Algeciras sobre Protección Ambiental.



## **2 MEMORIA DESCRIPTIVA**

### **2.1 PUENTE GRÚA**

Para las actividades empleadas en la nave objeto de este proyecto se prevé la instalación de al menos un puentes grúas cuya capacidad máxima de carga sea de 6 Tn. Para ello se seleccionará un pórtico grúa con ruedas neumáticas que podrá recorrer toda la nave.

### **2.2 CONSIDERACIONES DEL TERRENO**

La nave objeto será construida sobre un terreno calificado como terreno granulado formado por arena medianamente densa, considerando para este caso una tensión admisible para el terreno a efecto orientativo de 0,2 MPa, o lo que es lo mismo 2 kg/cm<sup>2</sup>.

### **2.3 CIMENTACIÓN**

Los pilares de los pórticos irán anclados a las zapatas de dimensiones y características especificadas en el plano de cimentaciones adjunto en el presente proyecto.

El terreno se vaciará de tierra hasta obtener las dimensiones para las zapatas empleándose hormigón de limpieza HM-15 para el fondo de la zapata y hormigón armado HA-25 para la propia zapata compuesto por una armadura de acero B-400-S.

### **2.4 SOLERA**

Esta solera de la nave estará formada de una primer capa zahorra compactada de unos 15 cm junto con un recubrimiento de hormigón HA-25 de 15 cm de espesor.

El tratamiento superficial para la zona de trabajo de equipos pesados es una superficie fratasada, es decir, hormigón pulido, realizado mediante helicóptero.

## **2.5 PUERTAS**

Las dimensiones de las puertas de acceso de la nave serán de 6 metros de alto por 5 metros de ancho, con la opción de puerta para acceso peatonal a la nave de 210 cm de altura por 100 cm de ancho.

El sistema más indicado para puertas de nave industrial y de grandes dimensiones son las puertas correderas suspendidas entre guía superior y guía inferior, formados por perfiles de acero galvanizado, chapa de acero galvanizado y prelacado con accionamiento manual o automático.

Las puertas interiores de acceso a las distintas plantas, reservadas para oficinas, serán de carpintería de aluminio lacado y de 190 cm de altura por 90 cm de anchura.

## **2.6 VENTANAS**

Se considerará que la zona de trabajo de equipos grandes estará suficientemente iluminada con la luz del día ofrecida a través de paneles translúcidos en cubierta, cuyas dimensiones son de metro y medio de ancho que situaremos al lado de cada pórtico sobre toda la cubierta tal como indica los planos adjuntos en este proyecto.

Las oficinas dispondrán de ventanas formadas por carpintería de aluminio lacado con vidrio simple cuyas dimensiones están representadas en los planos adjuntos.

## **2.7 CERRAMIENTOS**

La cubierta estará formada por paneles Sandwich de lana de roca, siendo un aislante acústico y resistente al fuego, solapado y fijado por tornillos galvanizados a las correas, conformado con doble chapa de acero galvanizado y perfil nervado. El acabado exterior de Poliéster. Se intercalaran en el panel de sándwich ciertos paneles translucidos blancos

Los cerramientos de la nave estarán formados por placas de hormigón macizas para la construcción de naves industriales de espesor 12 cm.

El cerramiento de las oficinas se realizará con muros de obra de fábrica de ladrillo cerámico hueco de 12 cm de espesor.

## **2.8 ESCALERAS**

El uso de escalera para acceder a la primera planta para oficinas se obtendrá por medio una escalera prefabricada formada de una estructuras metálicas.

## **2.9 ESTRUCTURA DE LA NAVE**

La nave estará formada por una estructura de pilares y vigas de acero S-275 laminado en caliente. Los pilares de los pórticos se calcularán empotrados en el terreno.

Las distintas uniones que forman la estructura de la nave, empleando distintos perfiles, se realizará por medio de soldadura, con las características y dimensiones obtenidas en la memoria de cálculo y posteriormente representadas en los planos adjunto a este proyecto.

Los dinteles estarán formados por distintos perfiles IPE, estos soportan directamente las cargas de las correas y del cerramiento en cubierta.

Los pilares estarán formados por perfiles HEB, estos soportan las cargas de las jácenas y las transmiten a las zapatas individuales.

Los pórticos de la nave estarán compuestos por pilares de perfil HEB: 160, 240 y 300. Dinteles de perfil IPE: 200, 220, 300 y 330. Arriostrados entre ellos por perfiles IPE-80 y crucetas con perfil redondos de 6 mm de diámetro según se observan en los planos adjuntos en este proyecto.

## **2.10 ACABADO**

Todos los perfiles metálicos que forman la estructura de la nave objeto llevarán dos manos de tratamiento superficial de pintura o antioxidante.

Las caras internas a la nave del cerramiento exterior estarán enlosadas hasta 5 metros de altura. Las paredes internas a la nave estarán enfoscadas y pintadas con pinturas plásticas para interiores por ambas caras.

El suelo de la zona de trabajo de equipos pesados llevará tras el fratasado un tratamiento superficial mediante aditivos para dar una mayor dureza y para la zona de oficinas y servicios se realizará por medio de suelo enlosado.

## **2.11 CORREAS**

La correas empleadas en este proyecto son perfiles conformados ZF debido a su alta resistencia y su bajo peso, este último, favorece considerablemente a las cargas aplicadas en los dinteles de los pórticos.

El inconveniente de estos perfiles es la posibilidad a torsión, pero se obtiene en la memoria de cálculo de este proyecto el cumplimiento de todas las consideraciones posibles.

### **3 MEMORIA DE CÁLCULO**

#### **3.1 INTRODUCCIÓN**

El cálculo de la estructura metálica de la nave es calculada analíticamente aplicando los conocimientos técnico y la normativa vigente, a continuación, es confirmando los resultado, para ello, vuelve a ser calculado nuevamente la estructura metálica con el programa de cálculo de estructuras METAL 3D perteneciente a un paquete entre muchos otros del CYPE. Este programa integra en los cálculos las variables que se indican en el CTE.

Para el cálculo de cimentación debemos de conocer previamente la estructura metálica y determinaremos analíticamente junto con el CYPE las características de las zapatas.

#### **3.2 CARACTERISTICAS DE LA NAVE OBJETO**

Este proyecto estará compuesto por una cubierta a dos aguas sobre una estructura metálica porticada.

La nave tiene de luz 20 metros y una profundidad de 40 metros, porticada a lo largo de la nave guardando una distancia entre pórtico de 5 metros siendo un total de 9 pórticos para esta nave.

El cerramiento lateral se realizará con placas de hormigón de hasta 4 metros de altura, junto con la cristalería de las ventanas y los accesos a la nave.

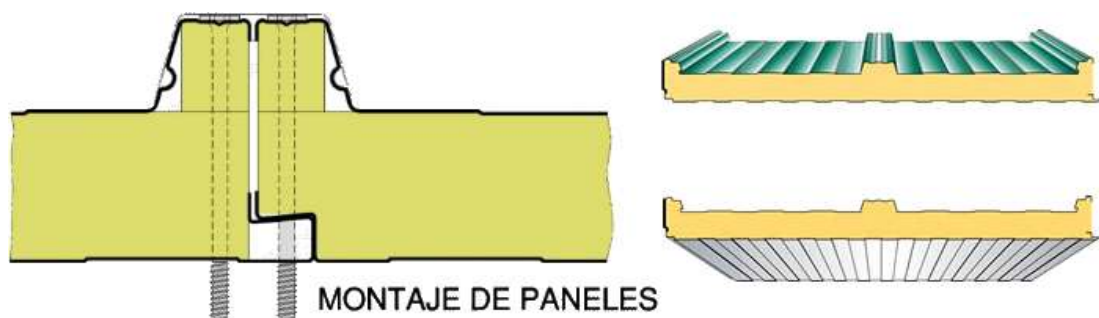
Partes geométricas	Medida
-Luz de los pórticos	20 m
-Longitud de la nave	40 m
-Altura de los pilares	9 m
-Altura de cumbrera	10 m
-Pendiente de la Cubierta	10%
-Distancia entre pórticos	5 m
-Distancia entre correas	1,8 m

Tabla 1. Dimensiones de la Nave

### 3.3 MATERIALES EMPLEADOS EN LA NAVE

#### 3.3.1 EMPLEADO PARA LA CUBIERTA

-Panel Sandwich de lana de roca, siendo un aislante acústico y resistente al fuego. Solape de 300 mm, conformado con doble chapa de acero galvanizado de 0,5 mm de espesor y perfil nervado, con relleno intermedio de lana de roca de 125 kg/m<sup>3</sup> de densidad. El acabado exterior de Poliéster. Espesor de 50 mm con un peso de 12,80 kg/m<sup>2</sup>.



*Figura 3. Paneles sándwich*

- Acero galvanizado de 0,5 mm, 4,31 kg/m<sup>2</sup>
- Relleno intermedio de lana de roca
- Peso de fijación para panel de cerramiento de cubierta

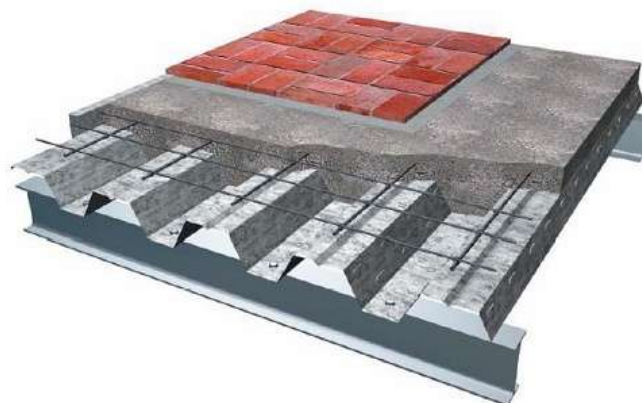
Peso total = 12,80 kg/m<sup>2</sup>.

-El accesorio de fijación para el panel Sandwich, de 50 de espesor, a las correas de las cubiertas son tornillos galvanizados de 6,3 x 110 mm.

-Se intercalaran en el panel de sándwich ciertos paneles translucidos blancos, como recogen los planos; dichos paneles estarán formados por dos capas de policarbonato de 50 mm de espesor.

### 3.3.2 EMPLEADO PARA ENTREPLANTA

El forjado de entreplanta será sobre chapa colaborante, para forjado mixto con armaduras como se observa en la figura 4.



*Figura 4. Forjado de entreplanta*

- Chapa de Acero galvanizado de 2 mm: 16 kg/m<sup>2</sup>

- Hormigón armado de 15 cm espesor:  $345 \text{ kg/m}^2$
- Enlosado:  $120 \text{ kg/m}^2$

Peso total:  $481 \text{ kg m}^2$

### 3.3.3 EMPLEADO PARA LA ESTRUCTURA

- Acero laminado en caliente S-275, cuyo límite elástico es  $\sigma = 275 \text{ N / mm}^2$

Aplicamos perfiles laminados:

- Perfiles HEB para los pilares de la nave.
- Perfiles IPE para las vigas.

- Acero conformado S-275

Para las correas de la cubierta se emplea perfil conformado en Z guardando una distancia entre ellas de 1,8 metros.

- Acero B-400-S, en armado de cimentación.

Teniendo en consideración con la normativa vigente, el Código Técnico de la Edificación, aplica para el cálculo de estructuras las propiedades propias del acero definido en el Documento Básico sobre Seguridad Estructural aplicadas en Aceros.

Propiedades	Designación y valor
Módulo de elasticidad	$E = 210.000 \text{ N / mm}^2$
Módulo de rigidez	$G = 81.000 \text{ N / mm}^2$
Coefficiente de Poisson	$\mu = 0.3$
Coefficiente de dilatación Térmica	$\alpha = 1,2 \times 10^{-5} (\text{C}^\circ)^{-1}$
Densidad	$\rho = 7.850 \text{ kg / m}^3$

*Tabla 2. Propiedades Del Acero*



### 3.3.4 EMPLEADO PARA EL CIMIENTO

La cimentación de la nave está constituida por zapatas bajo cada uno de los pilares de la nave. Cada zapata está formada por los siguientes elementos:

-Hormigón de Limpieza HM-15

Como base antes del cemento armado, sirviendo para distribuir mejor el peso en el terreno y para que no se mezcle el hormigón armado con la tierra. La resistencia a compresión  $\sigma=15 \text{ N / mm}^2$ .

-Hormigón Armado HA-25

En el interior del hormigón está reforzado por un mallado formado por acero corrugado. La resistencia a compresión del HA-25 es de  $\sigma=25 \text{ N / mm}^2$

-Acero B-400-S

Para el mallado de las zapatas y los atados siendo la resistencia a tracción de  $400 \text{ N / mm}^2$ .

### 3.4 CÁLCULO DE LAS CORREAS

Primeramente haremos los cálculos de las correas aplicando el manual del Cype para “Cálculo de estructuras metálicas con nuevo metal 3D” y seguidamente se realizará el mismo cálculo analíticamente utilizando el Código Técnico de la Edificación para comprobar que los resultados obtenidos anteriormente son correctos.

Para el cálculo de las correas se ha escogido un perfil conformado ZF. Primeramente calculamos las correas considerando que están simplemente apoyadas en a los pórticos y son continuas al menos 4 vanos.

Dentro de Metal 3D del Cype, comenzamos con el apartado “Generador de Pórticos”

Datos a considerar para “Generador de Pórtico”:

-Número de Vanos: 8

-Separación entre pórticos: 5.00 m

-Con cerramiento en cubierta

- Peso del cerramiento:  $12,80 \text{ kg} / \text{m}^2 = 0,128 \text{ kN} / \text{m}^2 \sim 0,13 \text{ kN} / \text{m}^2$ .
- Sobrecarga del cerramiento:  $0,4 \text{ kN} / \text{m}^2$ .

Según el Código Técnico de la Edificación en el Documento Básico sobre Seguridad Estructural para Acciones de la edificación (CTE-DB-SE-AE), se aplica para este apartado la tabla 3.1. para una cubierta ligera sobre correas.

-Con sobrecarga de viento:

- Zona eólica: Categoría “ C ” Velocidad básica 29 m / s.
- Grado de aspereza: Opción “ IV ” Para zonas industrial.

-Con sobrecarga de nieve:

- Zona de clima invernal: Categoría “ 6 “
- Exposición al viento: Normal con resaltos en la cubierta.

-Combinaciones de carga para el cálculo de correas:

- Categoría de uso “ G ” cubierta accesible únicamente para mantenimiento.
- Cota de nieve: inferior a 1.000 metros.

### **3.4.1 RESULTADO DEL CÁLCULO DE LAS CORREAS**

Para los datos observados en la figura 5 para el cálculo de correas sobre cubiertas obtenemos unos buenos resultados:

**Datos de cálculo**

Límite flecha:

Número de vanos:

Tipo de fijación:

**Descripción de correas**

Tipo de perfil:

Separación:  m

Tipo de Acero:

Figura 5. Datos de cálculo de correas.

Según el punto 4.3.3.1 basado sobre deformaciones en la Bases de cálculo del CTE-DB-SE-AE, obtenemos la exigencia de que la flecha relativa debe ser menor que  $L/300$ .

Un tipo de fijación rígida impide el giro de las correas y sólo actúa la flexión y cortante en el plano normal a la cubierta

Para un perfil conformados ZF-200\*2.0, de 200 mm de alto, 2 mm de grosor, con una separación entre correas de 1,8 m y calidad S-275 cuyas características son:

Perfil	Dimensiones							A	M
	h	b <sub>1</sub>	b <sub>2</sub>	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	e	r	cm <sup>2</sup>	kg/m
ZF 200 x 2.0	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		
	200	80	70	25	22	2,0	2,5	7,66	6,01
Distancia de los ejes								Tag	u

$d_1$	$d_2$	$V_1$	$V_2$	$V_3$	$V_4$	$Z_1$	$\alpha^\circ$	$m^2/m$
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm		
9,68	0,203	4,66	3,58	3,23	3,97	11,60	3,66	0,770
Referido al eje X-X			Referido al eje Y-Y			$I_{xy}$		
$I_x$	$W_x$	$i_x$	$I_y$	$W_y$	$i_y$	$cm^4$		
$cm^4$	$cm^3$	cm	$cm^4$	$cm^3$	cm			
472	45,8	7,85	97,3	23,8	3,56	159		
Referido al eje Z-Z			Referido al eje V-V					
$I_z$	$W_z$	$i_z$	$I_v$	$W_v$	$i_v$			
$cm^4$	$cm^3$	cm	$cm^4$	$cm^3$	cm			
531	44,1	8,32	39,1	8,39	2,26			

Tabla 3. Características ZF 200x2.5

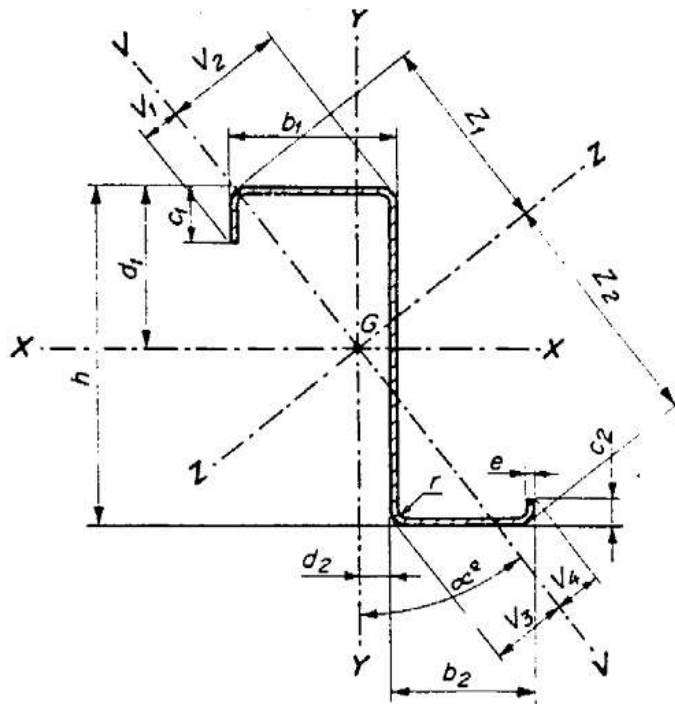


Figura 6. Perfil ZF 200x2.5

Comprobación de correas de cubierta	
El perfil seleccionado cumple todas las comprobaciones.	
Porcentajes de aprovechamiento:	
Tensión: 77,28 %	Flecha: 64,19 %

Tabla 4. Comprobación de correas de cubierta

### 3.4.2 COMPROBACIÓN DE LOS RESULTADOS DE CORREAS

#### 3.4.2.1 DETERMINACIÓN DEL PESO PROPIO

Las cargas debidas al peso propio son las correas, el panel de cerramiento de la cubierta y las piezas de anclaje.

Por lo cual, el peso de carga será:

- Peso panel de cubierta y fijación =  $12,80 \text{ kg/m}^2 \cdot 1,8 \text{ m}^* = 23,04 \text{ kg/m}$   
\* (1,8 m: distancia entre correas)
- Peso correa = 6,01 kg/m

$$q_{ppc} = 23,04 \text{ Kg/m} + 6,01 \text{ Kg/m} = 29,05 \text{ Kg/m} \quad (3.1)$$

Siendo:

$q_{ppc}$  : Carga lineal correspondiente al peso propio de las correas.

#### 3.4.2.2 VALORES DE LA SOBRECARGA DE USO

El valor de sobrecarga de uso según 3.1.1 lo obtenemos de la tabla 3.1 del CTE-DB-SE-AE.

Categorías de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )	Carga concentrada (kN)
G	Cubierta accesibles únicamente para conservación	G1	Cubierta ligera sobre correas	0,4	1

Tabla 5. Valor de sobrecarga de uso

$$q_s = 1,8 \cdot S_s \cdot \cos \alpha = 1,8[\text{m}] \cdot 40[\text{Kg/m}^2] \cdot \cos 5,71^\circ = 71,64 \text{ Kg/m} \quad (3.2)$$

\* (1,8 m: distancia entre correas)

Siendo:

$q_s$  ; Carga lineal correspondiente a sobrecarga de uso.

$S_s$  ; Carga superficial de sobrecarga de uso.

### 3.4.2.3 DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE NIEVE

La nave se encuentra en Algeciras (Cádiz). Según la tabla E.2 “Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal” del Anejo E que se anuncia en el apartado 2 del punto 3.5.1. del CTE-DB-SE-AE obtenemos el valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal “ $q_n$ ”.

$$q_n = \mu \cdot S_k \quad (3.3)$$

- $\mu$ , Coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3 del CTE-DB-SE-AE.

Para cubiertas con una inclinación inferior a 30° utilizar el coeficiente de forma con valor 1.

- $S_k$ , El valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2 lo obtenemos de la tabla 3.8 del CTE-DB-SE-AE.

Capital	Altitud ( m )	$S_k$ ( kN / m <sup>2</sup> )
Cádiz	0	0,2

*Tabla 6. Sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal*

Resultado obtenido de cargas de nieve.

Nos interesará la sobrecarga unitaria en la dirección de la pendiente, y por el metro lineal de la correa.

$$q_n = 1,8 \cdot S_k \cdot \cos \alpha = 1,8[\text{m}] \cdot 20[\text{Kg/m}^2] \cdot \cos 5,71^\circ = 35,82 \text{ Kg/m} \quad (3.4)$$

\* (1,8 m: distancia entre correas)

Se aplica el coeficiente de ponderación para sobrecarga de nieve:

$$q_n^* = \mu \cdot q_n = 1 \cdot 35,82 \text{ Kg/m} = 35,82 \text{ Kg/m} \quad (3.5)$$

#### 3.4.2.4 ACCIÓN DEL VIENTO

En el punto 1 del apartado 3.3.2. del CTE-DB-SE-AE la acción de viento es una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática “ $q_e$ ”.

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p \quad (3.6)$$

$-q_b$ , La presión dinámica del viento. Se obtienes en la figura D.1 del anejo D del CTE-DB-SE-AE, cuyo valor básico de la velocidad del viento en cada localidad identifica una presión dinámica.

En nuestro caso, correspondería una zona de categoría C donde la presión dinámica es  $0,52 \text{ kN/m}^2$ .

$-C_e$ , El coeficiente de exposición, es una variable en función del grado de aspereza del entorno. Se determina con la tabla 3.4. según 3.3.3. del CTE-DB-SE-AE junto con el apartado 1 según 3.3.3. del CTE-DB-SE-AE.

El apartado 1 toma el valor de altura media rasante, en nuestro caso, los pilares de 9 m, con una cumbrera de 10 m, la altura a consideras es la media 9,5 m.

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)	
	9	12
IV Zona industrial	1,3	1,4

*Tabla 7. Coeficiente de exposición*

Interpolamos:

Altura del punto considerado (m)	Coeficiente de exposición " $C_e$ "
9	1,3
9,5	<b>Resultado <math>C_e = 1,32</math></b>
12	1,4

*Tabla 8. Resultado de Coeficiente de exposición*



$-C_p$ , El coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, un valor negativo indica succión. Su valor se establece en 3.3.4 y 3.3.5 del CTE-DB-SE-AE.

Según el punto 3.3.4 del CTE-DB-SE-AE, el valor de coeficiente de exposición “  $C_e$  ” se obtiene en el apartado D.2 del anejo D. con la siguiente expresión:

$$C_e = F \cdot (F + 7 k) \quad (3.7)$$

$$F = k \ln (\max (z,Z) / L) \quad (3.8)$$

Según el grado de aspereza de la tabla D.2 dispone de los siguientes valores:

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
IV Zona industrial	0,22	0,3	5,0

*Tabla 9. Valores del anejo D.2*

$$F = k \ln (\max (z,Z) / L) = 0,22 \cdot \ln(5/0,3) = 0,6189$$

$$C_e = F \cdot (F + 7 k) = 0,6189 \cdot (0,6189 + 7 \cdot 0,22) = 1,336$$

Para la cubierta tomamos la altura media expuesta al viento, en la cubierta.  
 $z = 9,5$  m.

$$F = k \ln (\max (z,Z) / L) = 0,22 \cdot \ln(9,5/0,3) = 0,7601$$

$$C_e = F \cdot (F + 7 k) = 0,7601 \cdot (0,7601 + 7 \cdot 0,22) = 1,7483$$

### 3.4.2.4.1 PRESIÓN EXTERIOR

Según el punto 3.3.5 del CTE-DB-SE-AE, los coeficientes de presión exterior o eólico “ $C_{pe}$ ”, se obtiene en las tablas D.3 del anejo D. Este valor depende de la dirección relativa del viento, de la forma del edificio, la posición de elemento considerado y el área de influencia.

A, es área de influencia del elemento o punto considerado, en nuestro caso, para obtener el coeficiente de presión exterior, el área de influencia es mayor a  $10 \text{ m}^2$ .

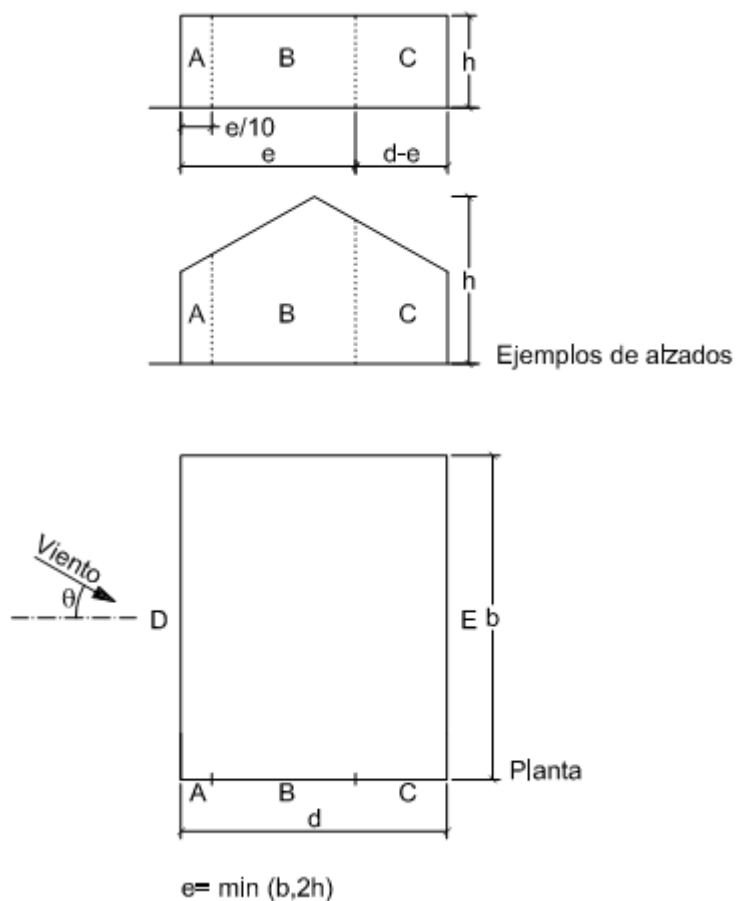


Figura 7. Coeficiente de presión exterior

A ( m <sup>2</sup> )	h/d	Zona según Figura 5, -45° < θ < 45°				
		A	B	C	D	E
>10	1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
	≤ 0,25	“	“		0,7	-0,3

Tabla 10. Coeficiente de presión exterior

Para una altura de cumbrera de  $h = 10$  y una luz  $d = 20$ , obtenemos  $h/d = 0,5$  es decir, hay que interpolar. Los valores negativos significan succión.

A ( m <sup>2</sup> )	h/d	Zona según Figura 5, -45° < θ < 45°				
		A	B	C	D	E
>10	1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
	0,5	-1,2	-0,8	-0,5	0,733	-0,366
	≤ 0,25	“	“		0,7	-0,3

Tabla 11. Resultados de Coeficiente de presión exterior

Zona según Figura 5	$C_{pe} \cdot C_e \cdot q_b = q_e$			
	$C_{pe}$	$C_e$	$q_b$ ( kN/m <sup>2</sup> )	$q_e$ ( kN/m <sup>2</sup> )
A	-1,2	1,336	0,52	-0,833
B	-0,8	1,336	0,52	-0,555
C	-0,5	1,336	0,52	-0,347
D	0,733	1,336	0,52	0,509
E	-0,366	1,336	0,52	-0,254

Tabla 12. Resultados de presión exterior

### 3.4.2.4.2 PRESIÓN EXTERIOR EN CUBIERTA

Según el punto 3.3.5 del CTE-DB-SE-AE, los coeficientes de presión exterior “ $C_{pe}$ ”, en cada zona de la cubierta a dos aguas y para cada una de las dos situaciones, se obtiene en las tablas D.6 del anejo D. Este valor depende de la dirección relativa del viento, de la forma del edificio, la posición de elemento considerado y el área de influencia.

A, es área de influencia del elemento o punto considerado, en nuestro caso, para obtener el coeficiente de presión exterior, el área de influencia es mayor a  $10 \text{ m}^2$ .

$\alpha$ , es el ángulo que forma la pendiente con la horizontal, para este proyecto la pendiente es  $5,71^\circ$ .

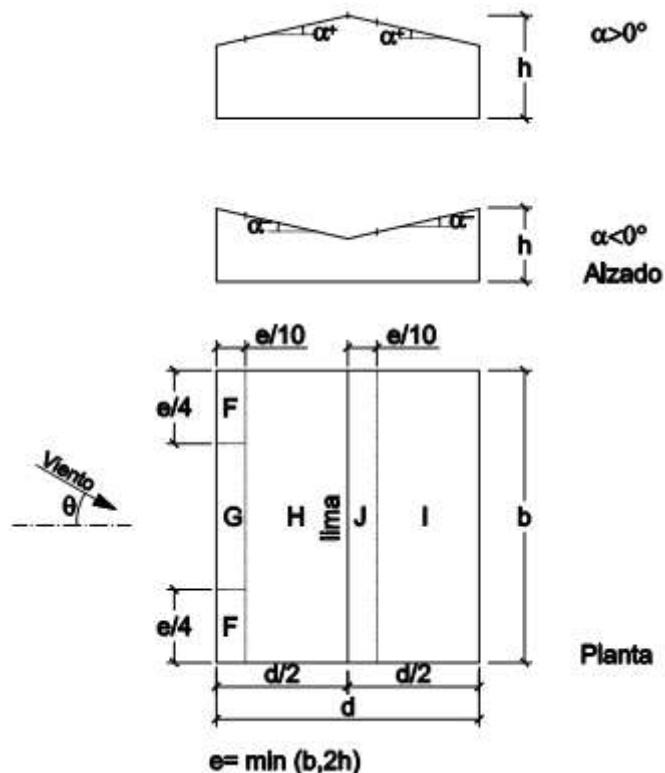


Figura 8. Coeficiente de presión en cubierta a dos aguas

Pendiente de la cubierta $\alpha$	A (m <sup>2</sup> )	Zona según Figura 6, $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		F	G	H	I	J
5°	$\geq 10$	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
15°		-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1

Tabla 13. Coeficiente de presión en cubierta a dos aguas

Interpolamos para un valor  $\alpha = 5,71^\circ$

Pendiente de la cubierta $\alpha$	A (m <sup>2</sup> )	Zona según Figura 6, $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		F	G	H	I	J
5°	$\geq 10$	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
5,71°		-0,6000	-0,9476	-0,4107	-0,4738	-0,5572
15°		-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1

Tabla 14. Resultado de coeficiente de presión en cubierta a dos aguas

Zona según Figura 6	$C_{pe} \cdot C_e \cdot q_b = q_e$			
	$C_{pe}$	$C_e$	$q_b$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_e$ (kN/m <sup>2</sup> )
F	-0,6000	1,7483	0,52	-0,233
G	-0,9476	1,7483	0,52	-0,368
H	-0,4107	1,7483	0,52	-0,159
I	-0,4738	1,7483	0,52	-0,184
J	-0,5572	1,7483	0,52	-0,216

Tabla 15. Resultados de presión en cubierta a dos aguas

Los resultados de presión son todos negativos, esto significa que actúan como succión en la nave y podemos despreocupar la acción del viento.

#### 3.4.2.5 SUMA DE ACCIONES SOBRE LAS CORREAS

$$1^{\text{a}} \text{ caso: } q_{tc} = q_{ppc} + q_n^* \quad (3.9)$$

$$1^{\text{a}} \text{ caso: } q_{tc} = 29,05 \text{ [Kg/m]} + 35,82 \text{ [Kg/m]} = 64,87 \text{ Kg/m} \sim 0,65 \text{ kN/m}$$

$$2^{\text{a}} \text{ caso: } q_{tc} = q_{ppc} + q_s \quad (3.10)$$

$$2^{\text{a}} \text{ caso: } q_{tc} = 29,05 \text{ [Kg/m]} + 71,64 \text{ [Kg/m]} = 100,69 \text{ Kg/m} \sim 1,01 \text{ kN/m}$$

Siendo:

$q_{tc}$  ; Carga total sobre las correas.

$q_n^*$ ; Carga de nieve.

$q_{ppc}$ ; Carga lineal sobre la correa asociado al peso permanente.

$q_s$ ; Carga lideal debido a Sobrecarga de uso

#### 3.4.2.6 CALCULO DE MOMENTOS, CORTANTES, FLECHA Y ESFUERZO SOBRE LA CORREA

Se ha tomado un perfil ZF-200\*2.0 como correa, siendo el caso de flexión desviada, se ha considerado la correa como una viga continua empotrada en un extremo y articulada en los demás apoyos, obtenemos los siguientes resultados y siendo comprobados además con el programa RDM6:

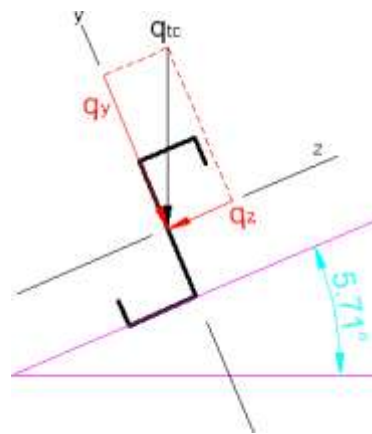


Figura 9. Flexión desviada

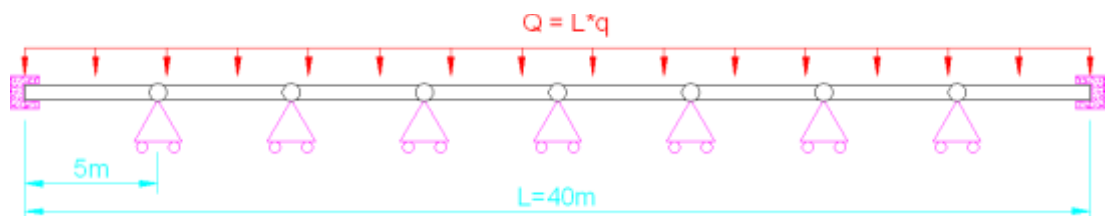


Figura 10. Viga continua empotrada en los extremos

-Los momentos flectores máximos son:

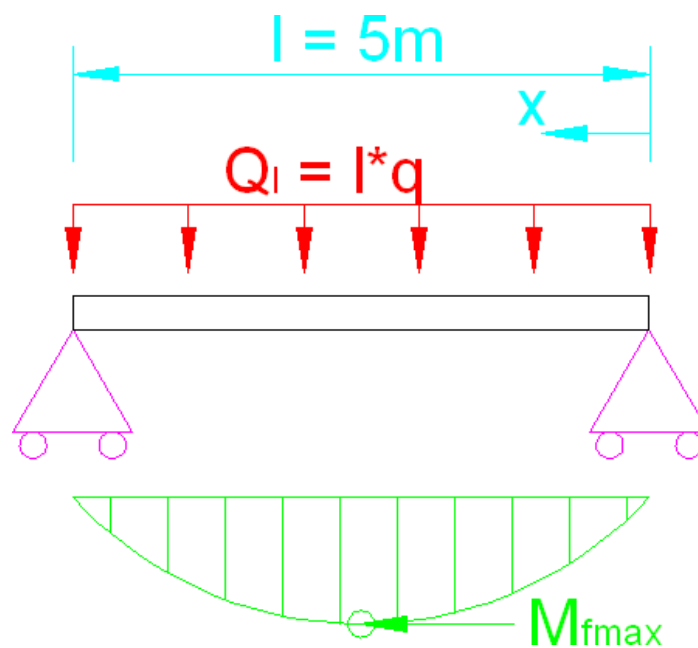


Figura 11. Momento flector máximo

$$M_{f_{\max}} = 1/8 \cdot q_{tc} \cdot l^2 \quad (3.11)$$

$$M_{f_{\max}} = 3,156 \text{ kN} \cdot \text{m} = 3.156.000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{fy} = M_{f_{\max}} \cdot \cos 5,71 = 3,140 \text{ kN} \cdot \text{m} = 3.140.000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{fz} = M_{f_{\max}} \cdot \sin 5,51 = 0,314 \text{ kN} \cdot \text{m} = 314.000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$M_{f_{\max}}$  ; Momento flector máximo.

$M_{fy}$  ; Momento flector máximo respecto al eje y.

$M_{fz}$ ; Momento flector máximo respecto al eje z.

-Esfuerzo cortante máximo es:

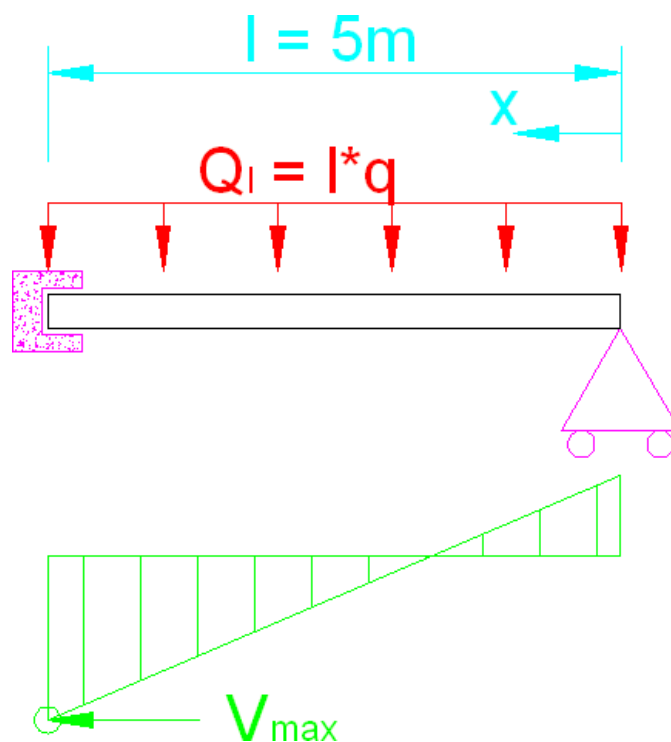


Figura 12. Esfuerzo cortante máximo

$$V_{\max} = \frac{dM_{f_1}}{dx} = d \left( \frac{3}{8} q_{tc} l x - \frac{q_{tc}}{2} x^2 \right) dx \quad (3.11)$$



$$V_{max} \text{ a } x = l = \frac{3}{8} q_{tc} l - q_{tc} x = 315,6 \text{ kg} = 3,156 \text{ kN}$$

Siendo:

$q_{tc}$  ; Carga total sobre las correas, de 1,01 kg/cm

$l$ ; Longitud de la correa, de 500 cm

$M_{fmax}$  ; Momento flector máximo.

$M_{fy}$  ; Momento flector máximo respecto al eje y.

$M_{fz}$ ; Momento flector máximo respecto al eje z.

-La flecha máxima obtenida en la correa es:

$$f_{max} = \int_{x_1}^{x_2} \frac{M_{fz}}{EI_z} dx \quad (3.12)$$

$$f_{max} = \frac{1}{EI_z} \left[ \frac{q_{tc} x^4}{2} - \frac{q_{tc} \cdot l x^3}{3} \right]_{x_1=0 \text{ cm}}^{x_2=l \text{ 2cm}} = 0,8292 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

Siendo:

$q_{tc}$  ; Carga total sobre las correas, de 1,01 kg/cm

$l$ ; Longitud de la correa, de 500 cm

$f_{max}$ ; Flecha máxima

$E$  ; Módulo de elasticidad de 210.000 N/mm<sup>2</sup>

$I_z$  ; Momento de inercia respecto a z, 472 cm<sup>4</sup>.

-Para perfiles ZF aplicamos la formula 3.13 para obtener el máximo esfuerzo axial que existe en la sección más desfavorable.

$$N_{max} = \frac{M_{fmax} \cdot m_x}{I_x}; \quad m_s = e \cdot b_1 \cdot h'; \quad h' = \frac{h}{2} - \frac{e}{2} \quad (3.13)$$

$$N_{max} = \frac{3156000 \cdot 2 \cdot 80 \cdot \frac{200}{2} - \frac{2}{2}}{4720000} = 10.591 N$$

Siendo:

$M_{fmax}$  ; Momento flector máximo.

$I_x$  ; Momento de inercia respecto a x, de 472 cm<sup>4</sup>.

$m_x$  ; Momento estático respecto al eje x.

e; Espesor del perfil, 2 mm

$b_1$ ; Ala más larga del perfil, 80 mm

$h'$ ; distancia para perfiles ZF.

### 3.4.2.7 COMPROBACIÓN DE LA FECHA

Para la comprobación de flecha aplicamos el punto 4.3.3.1 en la base de cálculo perteneciente al CTE-DB-SE. En ella se admite que el elemento estructural es considerado suficientemente rígida cuando la flecha relativa es inferior, para nuestro caso, L/300.

$$L/300 = 5000/300 = 16,7 \text{ mm} \geq 8,292 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

### 3.4.2.8 RESISTENCIA DE CÁLCULO

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos para la resistencia de cálculo  $f_{yd}$ .

$$f_{yd} = f_y \gamma_M \quad (3.15)$$

$$f_{yd} = \frac{275 \text{ N } mm^2}{1,05} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Siendo:

$f_y$ , tensión del límite elástico del material se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A.

$\gamma_M$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A.

- Resistencia última de cálculo del material  $f_{ud}$ .

$$f_{ud} = f_u \gamma_{M2} \quad (3.16)$$

$$f_{ud} = \frac{410 \text{ N mm}^2}{1,25} = 328 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_u$ , tensión última del material se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A.

$\gamma_{M2}$ , coeficiente de seguridad para resistencia última, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A.

#### 3.4.2.8.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LAS SECCIONES A TRACCIÓN

Según el punto 3 del apartado 6.2.3. del CTE-DB-SE-A, las secciones extremas en las que se practican los agujeros y rebajes de alas requeridos para la unión, se comprobará el desgarrado del alma como se observa en la figura 13 según el apartado 8.5.2. del CTE-DB-SE-A.

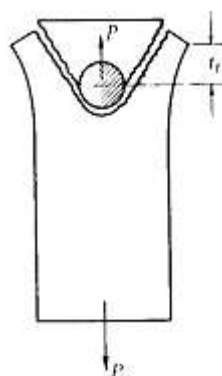


Figura 13. Desgarro de la chapa

### 3.4.2.8.1.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA AL DESGARRO DEL ALMA

Aplicamos el apartado 8.5.2. de CTE-DB-SE-A para comprobar la resistencia al desgarro del alma al arriostrar perfiles conformados ZF por conectores Z atornillados, al alma del perfil, como se observa en la figura 14 y 15, así pues, como reducimos la sección sometida a tracción debemos comprobar que dicha sección soporta el esfuerzo a tracción que está sometida y no se produce desgarro en el alma del perfil.



Figura 14.Reducción de la sección.

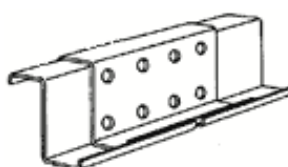


Figura 15.Elemento de solape atornillada.

Correa	H	C	B	d	c	K	D
ZF-200*2,0	200	76	66	15	21	46,5	80

Tabla 16.Características del Solape ZF

$$F_{V.Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (3.17)$$

$$F_{V.Rd} = \frac{275 \cdot 2 \cdot 200}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 60.484 \text{ N}$$

$N_{max} < F_{V.Rd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

$F_{V.Rd}$ ; Esfuerzo axial para desgarro de la chapa.

$N_{max}$ ; Esfuerzo axial máximo que existe en la sección, de 10.591 N.

$f_y$ , tensión del límite elástico del material se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A.

$\gamma_{M0}$ , coeficiente de seguridad para resistencia última, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A.

A, área bruta de la sección a cortante.

### 3.4.2.8.2 RESISTENCIA DE LAS SECCIONES A TORSIÓN

Según el apartado 6.2.7 del CTE-DB-SE-A, la comprobación de resistencia de pandeo puede realizarse con criterios elásticos de acuerdo a la expresión (6.1) que aparece en dicho documento.

$$\sqrt{\sigma_{xd}^2 + \sigma_{zd}^2 - \sigma_{xd} \cdot \sigma_{zd} + 3\tau_{xz}^2} \leq f_{yd} \quad (3.18)$$

Si cambiamos la ecuación 3.18 por las direcciones principales quedaría:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} \leq f_{yd} \quad (3.19)$$

#### 3.4.2.8.2.1 CALCULO DE LAS DIRECCIONES PRINCIPALES DE LA SECCIÓN DE LA CORREA

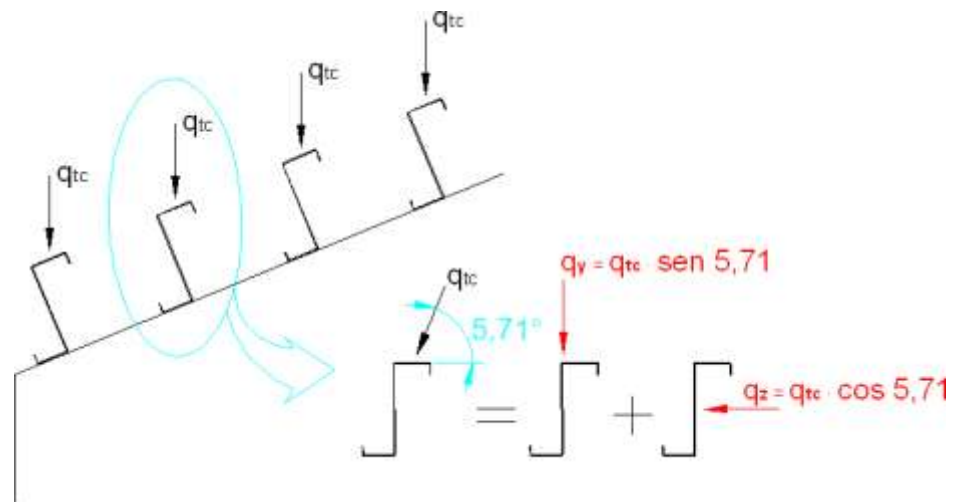


Figura 16. Principio de superposición

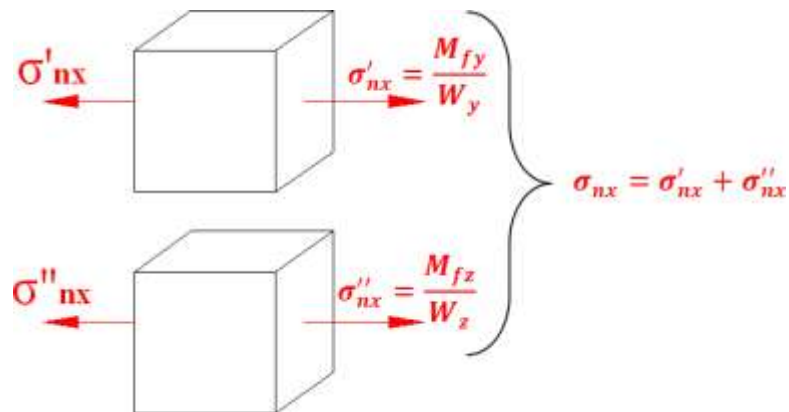


Figura 17. Tensión normal en el eje x

$$\sigma'_{nx} = \frac{3140000}{23800} = 132 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma''_{nx} = \frac{314000}{45800} = 7 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{nx} = \sigma'_{nx} + \sigma''_{nx} = 139 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$\sigma_{nx}$ ; Tensión normal en el eje x.

$\sigma'_{nx}$ ; Tensión normal en el eje x provocado por un componente flector y

$\sigma''_{nx}$ ; Tensión normal en el eje x provocado por un componente flector z.

$W_y$ ; Modulo resistente de la sección respecto al eje y, de 23800 mm<sup>3</sup>.

$W_z$ ; Modulo resistente de la sección respecto al eje z, de 45800 mm<sup>3</sup>.

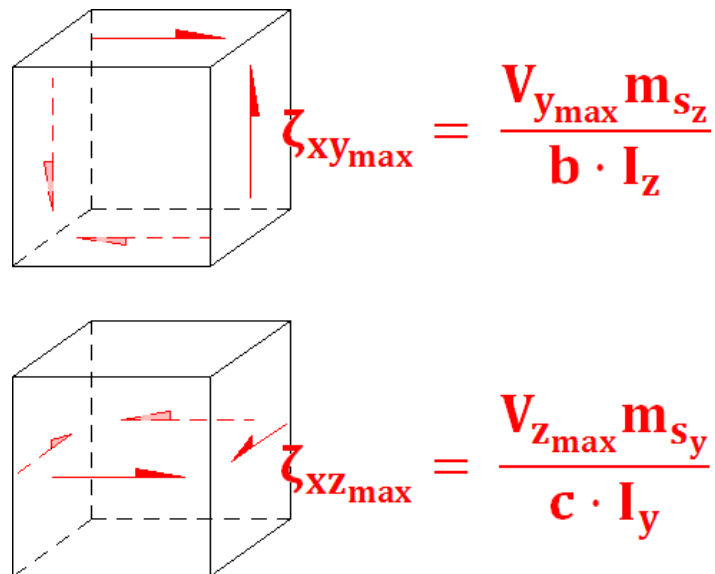


Figura 18. Tensiones tangenciales al plano

$$\zeta_{xy_{max}} = \frac{31,4 \cdot 28,2}{0,2 \cdot 472,0} = 9,380 \text{ kg cm}^2 = 0,938 \text{ N mm}^2$$

$$\zeta_{xz_{max}} = \frac{314,0 \cdot 9,3}{0,2 \cdot 97,3} = 150,062 \text{ kg cm}^2 = 15,006 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$\zeta_{xy}$ ; Tensión tangencial en el plano xy.

$\zeta_{xz}$ ; Tensión tangencial en el plano xz.

$I_y$ ; Momento de inercia respecto al eje y, de 472 cm<sup>4</sup> (Obtenido en tabla).

$I_z$ ; Momento de inercia respecto al eje z, de 97,3 cm<sup>4</sup> (Obtenido en tabla).

$m_{s_y}$ ; Momento estático respecto al eje y, de 9,3 cm<sup>3</sup>.

$m_{s_z}$ ; Momento estático respecto al eje z, de 28,2 cm<sup>3</sup>.

$$m_s = A \cdot d_{cg} \quad (3.20)$$

$V_y$ ; Esfuerzo cortante en el eje y.

$$V_{y_{max}} \quad x = l = \frac{dM_{fy_1}}{dx} = \frac{3}{8}q_y l - q_y x = 31,4 \text{ kg}$$

$V_z$ ; Esfuerzo cortante en el eje z.

$$V_{z_{max}} \quad x = l = \frac{dM_{fz_1}}{dx} = \frac{3}{8}q_z l - q_z x = 314,0 \text{ kg}$$

$\Sigma_{NX}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\zeta_{xy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\zeta_{xz}$ (N/mm <sup>2</sup> )
139	0,938	15,006

Tabla 17. Resumen de las tensiones en las correas

$$T = \begin{matrix} \Sigma_{NX} & \zeta_{xy} & \zeta_{xz} \\ \zeta_{xy} & 0 & 0 \\ \zeta_{xz} & 0 & 0 \end{matrix}$$

$$0 = T - I\sigma \quad (3.21)$$

$$0 = \begin{matrix} \Sigma_{NX} & \zeta_{xy} & \zeta_{xz} & \sigma & 0 & 0 \\ \zeta_{xy} & 0 & 0 & -0 & \sigma & 0 \\ \zeta_{xz} & 0 & 0 & 0 & 0 & \sigma \end{matrix}$$

$\sigma_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (N/mm <sup>2</sup> )
137,354	1,646	0

Tabla 18. Resumen de tensiones en direcciones principales

### 3.4.2.8.2.2 COMPROBACIÓN DE LAS SECCIONES A TORSIÓN

$$\frac{137,354 - 1,646^2 + 1,646 - 0^2 + 0 - 137,354^2}{2} = 136,54 \text{ N mm}^2$$



$136,54 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo, de 261,90 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.4.2.8.3 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LAS SECCIONES A CORTE

Según el apartado 6.2.4 del CTE-DB-SE-A, El esfuerzo cortante de cálculo  $V_{max}$  debe ser menor que la resistencia de las secciones a cortante,  $V_{c,Rd}$ .

$$V_{c,Rd} = A \frac{f_y}{3} \quad (3.18)$$

$$V_{c,Rd} = 766 \cdot \frac{275}{3} = 121.619 \text{ N}$$

$V_{max} < V_{c,Rd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

$V_{max}$ ; Esfuerzo cortante máximo que existe, de 3.156 N.

A; Área de la sección maciza, de 766 mm<sup>2</sup>.

$f_y$ , tensión del límite elástico del material se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A.

### 3.4.2.8.4 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LAS SECCIONES A COMPRESIÓN

Según el apartado a) del punto 6.2.5. del CTE-DB-SE-A, la comprobación de resistencia de la sección a compresión se realizará con las ecuación 6.2 de dicho documento para secciones de clase 3.

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \quad (3.19)$$

$$N_{pl,Rd} = 766 \cdot 261,90 = 200.615 \text{ N}$$

$$N_{max} < N_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

$N_{pl,Rd}$ ; Resistencia de la sección a compresión.

$N_{max}$ ; Esfuerzo axil máximo que existe en la sección, de 10.591 N.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo, de 261 N/mm<sup>2</sup>.

A; Área de la sección maciza, de 766 mm<sup>2</sup>.

### 3.4.3 CALCULO DE ARRIOSTRAMIENTO DE LA CHAPA.

Para la comprobación de los siguientes subapartados, es necesario conocer el esfuerzo sometido a los tornillos.

En el apartado 3.4.2.6 de este documento calculamos el esfuerzo axil existente en las correas sometidas a flexión que es el mismo esfuerzo que se aplica sobre todos los elementos de arriostramiento entre la chapa y las correas, es decir, es una fuerza cortante aplicada a cada tornillo.

#### 3.4.3.1 NÚMERO DE TORNILLOS DE ARRIOSTRAMIENTO

Para un arriostramiento adecuado de las chapas sobre las correas, debemos de determinar el número de tornillos que harán falta, para ello, aplicamos el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, cuya condición necesaria para no comprobar el pandeo lateral es, cuando el ala comprimida se arriestra de forma continua o bien de forma puntual a distancias menores de 40 veces el radio de giro mínimo, es decir, esta distancia determinará la separación entre tornillos y la cantidad necesaria:

$$L \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (3.22)$$

$$L \leq 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} = 40 \frac{57200}{140} = 808,5$$

$$N^{\circ} \text{ Tornillos} = \frac{L}{808,5} = \frac{5000 \text{ mm}}{808,5 \text{ mm}} = 6,18 \sim 7 \text{ Tornillos}$$

Siendo:

L; Distancia entre pórticos, de 5 metros.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección perteneciente al perfil ZF que contiene los tornillos.

$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b_2^3}{12} \quad (3.23)$$

$A_c$ ; Área sometida a compresión correspondiente a la sección perteneciente al perfil ZF que contiene los tornillos.

$$A_c = e \cdot b_2 \quad (3.24)$$

Debemos colocar 7 tornillos con una distancia de 80,8 cm entre ellos a lo largo de la correa entre pórticos. Escogeremos tornillos de clase 4.6, cuya características mecánicas la obtenemos de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A.

Clase	4.6
Tensión de límite elástico $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	240
Tensión de rotura $f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400

Tabla 19. Características mecánicas del acero de los tornillos

Escogemos tornillos de diámetro 16 mm, normalizados en la tabla 7.1 del CTE-DB-SE-A, dándonos como dato, el área resistente del tornillo “ $A_s$ ” de 157 mm<sup>2</sup>.

### 3.4.3.2 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA A CORTANTE EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TORNILLO

Según el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante por tornillo tendrá como valor el menor de la resistencia a cortante de las secciones del tornillo, sin que la resistencia total de la unión supere la resistencia a desgarro del alma:

$$F_{V.Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (3.25)$$

$$F_{V.Rd} = 1 \cdot \frac{0,5 \cdot 400 \cdot 157}{1,25} = 25.120 \text{ N}$$

$$N_{max} < F_{V.Rd} \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

$F_{V.Rd}$ ; Resistencia a cortante en la sección transversal del tornillo.

$N_{max}$ ; Esfuerzo axial que existe en la sección de la correa, de 10.591 N.

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del tornillo, de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$A_s$ ; Área resistente del tornillo, de 157 mm<sup>2</sup>.

n; número de planos de corte.

$\gamma_{M2}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión, según tenemos en el punto 2.3.3 del CTE-DB-SE-A.

### 3.4.3.3 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA QUE SE UNE

Un segundo apartado b) del punto 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante por tornillo tendrá como valor el menor de la resistencia a aplastamiento de la chapa de unión, sin que la resistencia total de la unión supere la resistencia a desgarro del alma:

$$F_{t.Rd} = \frac{2,5\alpha f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (3.25)$$

$$F_{t.Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,97 \cdot 410 \cdot 16 \cdot 2}{1,25} = 25.452 \text{ N}$$

$$N_{max} < F_{t.Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$F_{t.Rd}$ ; Resistencia a aplastamiento de la chapa de unión.

$N_{max}$ ; Esfuerzo axial que existe en la sección de la correa, de 10.591 N.

$f_u$ ; Resistencia última del acero de las chapas que se unen, de 410 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_{M2}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión, según tenemos en el punto 2.3.3 del CTE-DB-SE-A.

$d$ ; diámetro del vástago del tornillo, de 16 mm.

$t$ ; menor espesor de las chapas que se unen, 2mm.

$\alpha$ ; es el menor de:

Apartado b) del 8.5.2 del CTE-DB-SE-A	$\frac{e_1}{3d_o}$	$\frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}$	$\frac{f_{ub}}{f_u}$	1
Resultados	16,83	16,58	0,97	

Tabla 20. El menor de los resultados es  $\alpha$ .

$e_1$ ; Distancia del eje del agujero al borde de la chapa en la dirección de la fuerza que se transmite, de 808 mm.

$p_1$ ; Separación entre ejes de agujeros en la dirección de la fuerza que se transmite, de 808 mm.

$d_o$ ; Diámetro del agujero, de 16 mm.

### 3.5 CÁLCULO DE PORTICOS

Se ha empleado el Nuevo Metal 3D, que pertenece a uno entre muchos paquetes del Cype, para realizar el cálculo de estructuras de los pórticos.

Una vez consiguiendo dimensionar la nave adecuadamente llegando a cumplir la normativa a través de Cype, se realizará a continuación los correspondientes cálculos analíticamente que demuestren que cumple el CTE todos los perfiles seleccionados.

### **3.5.1 CARACTERÍSTICAS DE PERFILES SELECCIONADOS**

Los perfiles seleccionados son variados, con el fin de obtener un dimensionamiento simétrico, óptimo y resistente a las cargas expuestas, así pues, analizaremos cada tipo de perfil utilizados en el presente proyecto, cuyo caso más desfavorable es el de mayor importancia.

En la siguiente figura 19 se diferencia distintos grupos de pórticos con configuración de dintel y pilares diferentes.

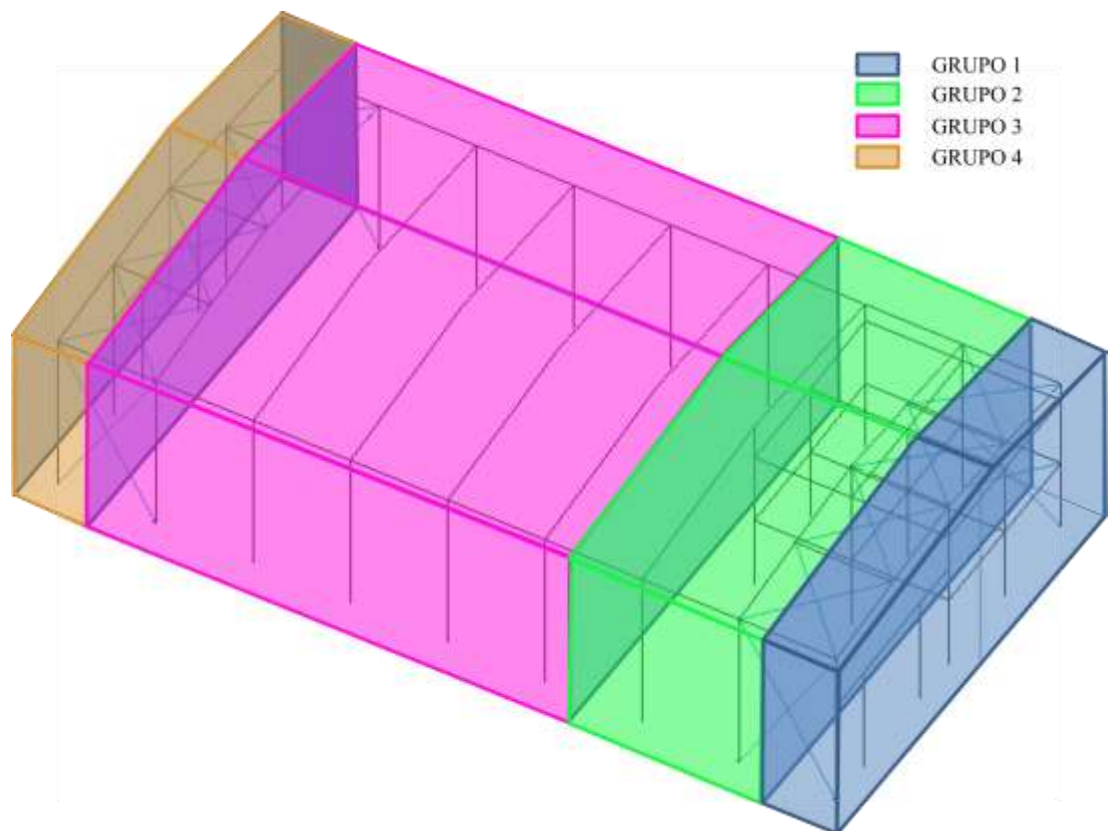


Figura 19. Grupo de pórticos

Después de varias combinaciones de perfiles con el Cype, se ha optado por las siguientes configuraciones, agrupador en grupos:

Grupo	Nº Pórticos	Dintel	Pilar
1	1	IPE-220	HEB-300
2	2	IPE-300	HEB-300
3	5	IPE-330	HEB-240
4	1	IPE-200	HEB-160

Tabla 21. Grupo de pórticos

IPE	Dimensiones mm							Términos de la sección							Agujeros mm			p			
	Perf.	H	b	e	e <sub>1</sub>	r	h <sub>1</sub>	u	A	S <sub>x</sub>	I <sub>x</sub>	W <sub>x</sub>	i <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>y</sub>	i <sub>y</sub>	I <sub>t</sub>		I <sub>a</sub>	W	a
									cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>			

200	200	100	5,6	8,5	12	159	788	28,5	110	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	6,670	12990	52	13	5,6	22,4
220	220	110	5,9	9,2	12	178	848	33,4	143	2770	252	9,11	205	37,3	2,48	9,150	22670	58	17	5,9	26,2
300	300	150	7,1	10,7	15	249	1160	53,8	314	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	20,10	125900	80	23	7,1	42,2
330	330	160	7,5	11,5	18	271	1250	62,6	402	11770	713	13,7	788	98,5	3,55	26,50	199100	85	25	7,5	49,1

Tabla 22. Perfiles IPE seleccionados

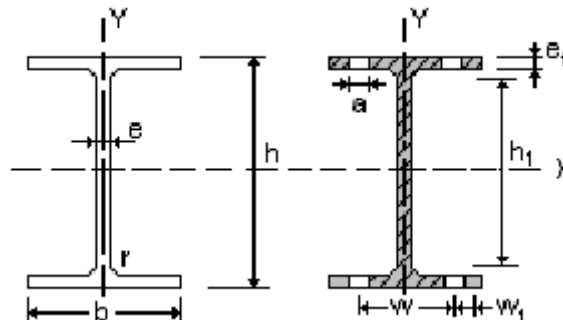


Figura 20. Perfil IPE

A; Área de la de la sección

S<sub>x</sub>; Momento estático de media sección, respecto a X.

I<sub>x</sub>; Momento de inercia de la sección, respecto a X.

W<sub>x</sub> = 2I<sub>x</sub> /h. Módulo resistente de la sección, respecto a X.

i<sub>x</sub> = (I<sub>x</sub>/A)<sup>1/2</sup> . Radio de giro de la sección, respecto a X.

I<sub>y</sub>; Momento de inercia de la sección, respecto a Y.

W<sub>y</sub> = 2I<sub>y</sub>/b. Módulo resistente de la sección, respecto a Y.

i<sub>y</sub> = (I<sub>y</sub>/A)<sup>1/2</sup> . Radio de giro de la sección, respecto a Y

I<sub>t</sub>; Módulo de torsión de la sección.

I<sub>a</sub>; Módulo de alabeo de la sección.

u; Perímetro de la sección.

a; Diámetro del agujero del roblón normal.

w; Gramil, distancia entre ejes de agujeros.

h<sub>1</sub>; Altura de la parte plana del alma.

P; Peso por metros.

HEB	Dimensiones mm	Términos de la sección	Agujeros mm	p
-----	-------------------	------------------------	----------------	---



Perf.	h	b	e	e <sub>1</sub>	r	h <sub>1</sub>	u	A cm <sup>2</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>t</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>a</sub> cm <sup>6</sup>	w	w <sub>1</sub>	a	
160	160	160	8,0	13	15	104	918	54,3	177	2492	311	6,78	889	111	4,05	33,2	47940	85	-	23	42,6
240	240	240	10,0	17	21	164	1380	106,0	527	11259	938	10,3	3923	327	6,08	110	486900	90	35	25	83,2
300	300	300	11,0	19	27	208	1730	149,1	934	25166	1680	13,0	8563	571	7,58	192	1688000	120	50	25	117

Tabla 23. Perfiles HEB seleccionados

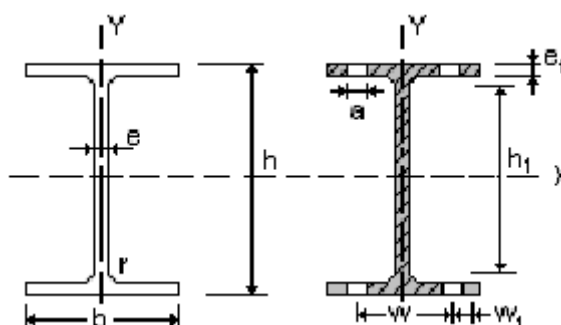


Figura 21. Perfil HEB

A; Área de la de la sección

S<sub>x</sub>; Momento estático de media sección, respecto a X.

I<sub>x</sub>; Momento de inercia de la sección, respecto a X.

$W_x = 2I_x/h$ . Módulo resistente de la sección, respecto a X.

$i_x = (I_x/A)^{1/2}$ . Radio de giro de la sección, respecto a X.

I<sub>y</sub>; Momento de inercia de la sección, respecto a Y.

$W_y = 2I_y/b$ . Módulo resistente de la sección, respecto a Y.

$i_y = (I_y/A)^{1/2}$ . Radio de giro de la sección, respecto a Y

I<sub>t</sub>; Módulo de torsión de la sección.

I<sub>a</sub>; Módulo de alabeo de la sección.

u; Perímetro de la sección.

a; Diámetro del agujero del roblón normal.

w; Gramil, distancia entre ejes de agujeros.

h<sub>1</sub>; Altura de la parte plana del alma.

P; Peso por metros.

### 3.5.2 TIPOS DE CARGAS

- Carga permanente en cubierta “ $q_c$ ”

- Peso asociado al cerramiento y fijaciones en cubierta:  $12,80 \text{ kg/m}^2$ .

- Peso propio asociado a las correas:  $\frac{P \cdot L \cdot n}{S} = 4,57 \text{ kg m}^2$

P; Peso de correa:  $7,66 \text{ kg/m}$

L; Longitud de la correa:  $40 \text{ m}$

n; N° de correas:  $12$

S; Superficie de cubierta:  $2 \cdot 40 \cdot \frac{1}{\sin 5,71} = 804 \text{ m}^2$

TOTAL:  $q_c = 17,37 \text{ kg m}^2$

- Sobrecarga de uso en cubierta “ $q_{c,s}$ ”

Aplicando el apartado 3.1.1 del CTE-DB-SE-AE, nos correspondería aplicar una carga determinada asociada a cubiertas ligeras sobre correas accesibles únicamente para su conservación.

$$q_{c,s} = 0,4 \text{ kN m}^2 = 40 \text{ kg m}^2$$

- Carga permanente en oficina “ $q_{of}$ ”

El forjado de entreplanta será sobre chapa colaborante, para forjado mixto con armaduras.

- Chapa de Acero galvanizado de  $2 \text{ mm}$ :  $16 \text{ kg/m}^2$

- Hormigón armado de  $15 \text{ cm}$  espesor:  $345 \text{ kg/m}^2$

- Solado:  $120 \text{ kg/m}^2$

TOTAL:  $q_{of} = 481 \text{ kg m}^2$

- Sobrecarga de uso en oficina “ $q_{of,s}$ ”

Aplicando el apartado 3.1.1 del CTE-DB-SE-AE, nos correspondería aplicar una carga determinada asociada a una zona de acceso público con mesas, sillas y algún asiento fijo

$$q_{of,s} = 3,5 \text{ kN m}^2 = 350 \text{ kg m}^2$$

- Carga por viento “ $q_v$ ”

Cargas asociadas al viento debido a nuestra situación eólica, que según el apartado 3.3 del CTE-DB-SE-AE corresponde una zona de categoría C.

Esta carga actúa sobre los pilares de los pórticos y el programa de cálculo de estructura nos determina su valor.

- Carga por nieve “ $q_n$ ”

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre una cubierta, depende del clima del lugar, que según la figura E.2 del anexo E en el CTE-DB-SE-AE, nos corresponde una zona 6.

Esta carga de nieve sobre cubierta la consideraremos como una carga uniformemente distribuido sobre toda la superficie en cubierta como indica el apartado 3.5.1 del CTE-DB-SE-AE.

$$q_n = 0,2 \text{ kN m}^2 = 20 \text{ kg m}^2$$

- Carga por sismos “ $q_s$ ”

Las acciones sísmicas están reguladas en la NCSE, Norma de construcción sismorresistente, que para este proyecto no se considerarán cargas sísmicas, visto que en el anexo 1 del NCSE Algeciras es una zona sísmica de muy baja intensidad.

### 3.5.3 COMPROBACIONES DE LOS PERFILES

Según el Cype, los perfiles seleccionados, para unas cargas definidas, cumple con la norma del CTE.

A continuación comprobaremos con el uso del CTE que verdaderamente cumple con todas las condiciones de la norma.

#### 3.5.3.1 COMPROBACIÓN DE DINTELES

Para las comprobaciones de los dinteles cogemos como datos los valores máximos que nos facilita NUEVO METAL 3D del Cype.

##### 3.5.3.1.1 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 1

Los dinteles del grupo 1 está formado por perfiles normalizados IPE-220, cuyos valores máximos sobre el dintel son:

$$M_f = 8,30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 4,219 \text{ kN}$$

$$N = 3,503 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

### 3.5.3.1.1.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{3503 \text{ N}}{3340 \text{ mm}^2} + \frac{8300000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{252000 \text{ mm}^3} = 33,98 \text{ N } mm^2$$

$$\tau = \frac{4219 \text{ N} \cdot 143000 \text{ mm}^3}{5,9 \text{ mm} \cdot 27700000 \text{ mm}^4} = 3,69 \text{ N } mm^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{33,98^2 + 3 \cdot 3,69^2} = 34,57 \text{ N } mm^2$$

$$34,57 \text{ N mm}^2 < f_{yd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

- A; Área de la sección, de 33,4 cm<sup>2</sup>.
- W; Módulo resistente, de 252 cm<sup>3</sup>.
- m<sub>s</sub>; Momento estático, de 143 cm<sup>3</sup>.
- I; Momento de inercia, de 2770 cm<sup>4</sup>.
- b; Espesor del alma, de 5,9 mm.

### 3.5.3.1.1.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a L/300.

$$\frac{L}{300} = \frac{10050}{300} = 33,5 \text{ mm}$$

$$7,103 \text{ mm} < L/300 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$$L; \text{Longitud del dintel.} \quad L = \frac{1}{\sin 5,71} = 10050 \text{ mm}$$

### 3.5.3.1.1.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

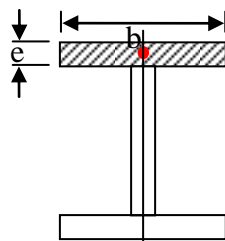
$$40 \frac{\frac{e \cdot b^3}{12}}{e \cdot b} = 40 \frac{\frac{9,2 \cdot 110^3}{12}}{9,2 \cdot 110} = 1270 \text{ mm}$$

1.800 mm < 1.270 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 1,8 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 9,2 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 110 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 252000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$	
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21	<b>Resultado</b>
	$h/b > 2$	b	0,34	

Tabla 24. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 220 mm.

b; Anchura del perfil, de 110 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$



$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTw}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTw} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTw} = 252000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{1800^2} 1,32 \cdot 24,8^2 = 130873544 \text{ N} \cdot \text{mm} \sim 131 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 252000 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 24,8 mm.

$L_c$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 1.800 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

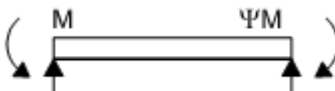

Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1,32

Tabla 25. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = \sqrt{0 + 131^2} = 131 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} = \frac{\sqrt{252000 \cdot 275}}{131} = 0,7$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 0,8$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,84$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 252000 \cdot \frac{275}{1,05} = 55.440.000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 8.300.000 N · mm.

### 3.5.3.1.1.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{178}{5,9} < 70 \cdot 0,92$$

$$30,2 < 64,4 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 178 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 5,9 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.5.3.1.2 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 2

Los dinteles del grupo 2 está formado por perfiles normalizados IPE-300, cuyos valores máximos sobre el dintel son:

$$M_f = 13,03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 7,511 \text{ kN}$$

$$N = 3,561 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

#### 3.5.3.1.2.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{3561 \text{ N}}{5330 \text{ mm}^2} + \frac{13030000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{557000 \text{ mm}^3} = 24,06 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \frac{7511 \text{ N} \cdot 314000 \text{ mm}^3}{7,1 \text{ mm} \cdot 83600000 \text{ mm}^4} = 3,97 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{24,06^2 + 3 \cdot 3,97^2} = 25,02 \text{ N mm}^2$$

$$25,02 \text{ N mm}^2 < f_{yd} \dots \dots \dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

- A; Área de la sección, de 53,3 cm<sup>2</sup>.
- W; Módulo resistente, de 557 cm<sup>3</sup>.
- m<sub>s</sub>; Momento estático, de 314 cm<sup>3</sup>.
- I; Momento de inercia, de 8360 cm<sup>4</sup>.
- b; Espesor del alma, de 7,1 mm.

### 3.5.3.1.2.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a L/300.

$$\frac{L}{300} = \frac{10050}{300} = 33,5 \text{ mm}$$

$$5,027 \text{ mm} < L/300 \dots \dots \dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

$$L; \text{ Longitud del dintel.} \quad L = \frac{1}{\sin 5,71} = 10050 \text{ mm}$$

### 3.5.3.1.2.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancia menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

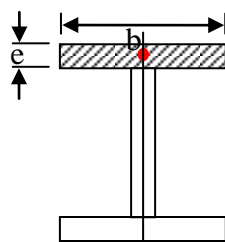
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{12} = 40 \frac{\overline{10,7 \cdot 150^3}}{12} = 1732 \text{ mm}$$

1.800 mm < 1.732 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 1,8 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 10,7 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 150 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 557000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \left( \lambda_{LT} - 0,2 \right) + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en **la tabla de este documento**.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 26. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 300 mm.

b; Anchura del perfil, de 150 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 557000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{1800^2} 1,14 \cdot 33,5^2 = 455851817 \text{ N} \cdot \text{mm} \sim 456 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 557000 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 33,5 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 1.800 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.



Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1,14

Tabla 27. Valor de  $C_1$ 

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 456^2} = 456 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{557000 \cdot 275}{M_{CR}} = 0,58$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 0,71$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,89$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 557000 \cdot \frac{275}{1,05} = 129.834.047 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 13.030.000 N · mm.

### 3.5.3.1.2.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde



$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{249}{7,1} < 70 \cdot 0,92$$

$$35,1 < 64,4 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 249 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 7,1 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.5.3.1.3 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 3

Los dinteles del grupo 3 está formado por perfiles normalizados IPE-330, cuyos valores máximos sobre el dintel son:

$$M_f = 33,77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 12,370 \text{ kN}$$

$$N = 7,187 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

#### 3.5.3.1.3.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{7187 \text{ N}}{6260 \text{ mm}^2} + \frac{33770000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{713000 \text{ mm}^3} = 48,51 \text{ N } mm^2$$

$$\tau = \frac{12370 \text{ N} \cdot 402000 \text{ mm}^3}{7,5 \text{ mm} \cdot 117700000 \text{ mm}^4} = 5,63 \text{ N } mm^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{48,51^2 + 3 \cdot 5,63^2} = 49,48 \text{ N } mm^2$$

$49,48 \text{ N } mm^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

A; Área de la sección, de  $62,6 \text{ cm}^2$ .

$W$ ; Módulo resistente, de  $713 \text{ cm}^3$ .  
 $m_s$ ; Momento estático, de  $402 \text{ cm}^3$ .  
 $I$ ; Momento de inercia, de  $11770 \text{ cm}^4$ .  
 $b$ ; Espesor del alma, de  $7,5 \text{ mm}$ .

### 3.5.3.1.3.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{10050}{300} = 33,5 \text{ mm}$$

$5,826 \text{ mm} < L/300$ ..... CUMPLE

Siendo:

$$L; \text{ Longitud del dintel.} \quad L = \frac{1}{\sin 5,71} = 10050 \text{ mm}$$

### 3.5.3.1.3.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{i_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de  $1,8$  metros entre ellas.

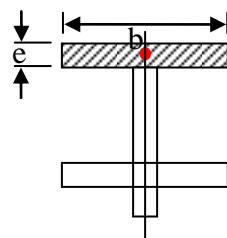
$$40 \frac{\frac{e \cdot b^3}{12}}{e \cdot b} = 40 \frac{\frac{11,5 \cdot 160^3}{12}}{11,5 \cdot 160} = 1847 \text{ mm}$$

1.800 mm < 1.847 mm.....CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 1,8 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 11,5 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 160 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

### 3.5.3.1.3.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} \quad (5.14)$$

$$\frac{271}{7,5} < 70 \cdot 0,92$$

36,1 < 64,4.....CUMPLE

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 271 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 7,5 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

#### 3.5.3.1.4 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 4

Los dinteles del grupo 4 está formado por perfiles normalizados IPE-200, cuyos valores máximos sobre el dintel son:

$$M_f = 4,79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 3,153 \text{ kN}$$

$$N = 0,877 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

##### 3.5.3.1.4.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{877 \text{ N}}{2850 \text{ mm}^2} + \frac{4790000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{194000 \text{ mm}^3} = 25,00 \text{ N } mm^2$$

$$\tau = \frac{3153 \text{ N} \cdot 110000 \text{ mm}^3}{5,6 \text{ mm} \cdot 19400000 \text{ mm}^4} = 3,19 \text{ N } mm^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{25,00^2 + 3 \cdot 3,19^2} = 25,60 \text{ N } mm^2$$

$25,60 \text{ N } mm^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

- A; Área de la sección, de  $28,5 \text{ cm}^2$ .
- W; Módulo resistente, de  $194 \text{ cm}^3$ .
- $m_s$ ; Momento estático, de  $110 \text{ cm}^3$ .
- I; Momento de inercia, de  $1940 \text{ cm}^4$ .
- b; Espesor del alma, de  $5,6 \text{ mm}$ .

### 3.5.3.1.4.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{10050}{300} = 33,5 \text{ mm}$$

2,939 mm <  $L/300$ ..... CUMPLE

Siendo:

$$L; \text{ Longitud del dintel. } L = \frac{1}{\sin 5,71} = 10050 \text{ mm}$$

### 3.5.3.1.4.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{i_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

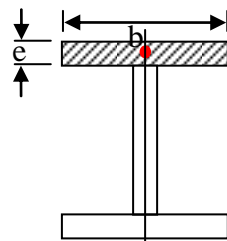
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{\overline{e \cdot b}} = 40 \frac{\overline{8,5 \cdot 100^3}}{\overline{8,5 \cdot 100}} = 1155 \text{ mm}$$

1.800 mm < 1.155 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 1,8 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 8,5 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 100 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 28500 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \quad (5.9)$$



$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en **la tabla de este documento**.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 28. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 200 mm.

b; Anchura del perfil, de 100 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 28500 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{1800^2} 1,14 \cdot 22,4^2 = 10428450 \text{ N} \cdot \text{mm} \sim 10,43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 28500 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 22,4 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 1.800 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.



Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1,14

Tabla 29. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 10,43^2} = 10,43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{28500 \cdot 275}{M_{CR}} = 0,86$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \sqrt{1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2} + \lambda_{LT}^2 = 0,94$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,76$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 28500 \cdot \frac{275}{1,05} = 5.672.857 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 4.790.000 N · mm.

### 3.5.3.1.4.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{159}{5,6} < 70 \cdot 0,92$$

$$28,4 < 64,4 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 159 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 5,6 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.5.3.2 COMPROBACIÓN DE PILARES

Para las comprobaciones de los pilares cogemos como datos los valores máximos que nos facilita NUEVO METAL 3D del Cype.

#### 3.5.3.2.1 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 1

Los pilares del grupo 1 está formado por perfiles normalizados HEB-300, cuyos valores máximos sobre el pilar más desfavorable son:

$$\begin{aligned}M_{fy} &= 8,11 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 12,09 \text{ kN} \cdot \text{m} \\V_y &= 4,494 \text{ kN} & V_z &= 3,056 \text{ kN} \\N &= 58,012 \text{ kN}\end{aligned}$$

Siendo:

$M_{fy}$ ; Momento flector máximo en el eje y.

$M_{fz}$ ; Momento flector máximo en el eje z.

$V_y$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje y de la sección del perfil.

$V_z$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje z de la sección del perfil.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

### 3.5.3.2.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{fy}}{W_y} + \frac{M_{fz}}{W_z} \quad (6.1)$$

$$\tau_y = \frac{V_y \cdot m_{sz}}{c \cdot I_z} \quad (6.2)$$

$$\tau_z = \frac{V_z \cdot m_{sy}}{b \cdot I_y} \quad (6.3)$$

$$\tau = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} \quad (6.4)$$

$$\sigma = \frac{58012 \text{ N}}{14910 \text{ mm}^2} + \frac{8110000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{1680000 \text{ mm}^3} + \frac{12090000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{571000 \text{ mm}^3} = 29,89 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_y = \frac{4494 \text{ N} \cdot 431000 \text{ mm}^3}{300 \text{ mm} \cdot 85630000 \text{ mm}^4} = 0,07 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_z = \frac{3056 \text{ N} \cdot 934000 \text{ mm}^3}{11 \text{ mm} \cdot 251660000 \text{ mm}^4} = 1,03 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \sqrt{0,07^2 + 1,03^2} = 1,03 \text{ N mm}^2$$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{29,89^2 + 3 \cdot 1,03^2} = 29,94 \text{ N mm}^2$$

$$29,94 \text{ N mm}^2 < f_{yd} \dots \dots \dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

A; Área de la sección, de 149,1 cm<sup>2</sup>.

W<sub>y</sub>; Módulo resistente en el eje y, de 1680 cm<sup>3</sup>.

W<sub>z</sub>; Módulo resistente en el eje z, de 571 cm<sup>3</sup>.

m<sub>sy</sub>; Momento estático, de 934 cm<sup>3</sup>.

m<sub>sz</sub>; Momento estático, de 431 cm<sup>3</sup>.

I<sub>y</sub>; Momento de inercia, de 25166 cm<sup>4</sup>.

I<sub>z</sub>; Momento de inercia, de 8563 cm<sup>4</sup>.

b; Espesor del alma, de 11 mm.

c; Altura del perfil, de 300 mm.

### 3.5.3.2.1.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{9000}{300} = 30 \text{ mm}$$

0,245 mm < L/300..... CUMPLE

Siendo:

$L$ ; Longitud del pilar, de 9000 mm.

### 3.5.3.2.1.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el punto 3 del apartado 6.3.2 sobre el CTE-DB-SE-A, la capacidad de pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, se obtiene de la expresión 6.5.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad (6.5)$$

Siendo:

$N_{b,Rd}$ ; Resistencia última de la barra a pandeo.

$A$ ; Área de la sección transversal, de 149,1 cm<sup>2</sup>.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo, de 261,90 N/mm<sup>2</sup>.

$\chi$ ; Coeficiente de reducción por pandeo. Su valor depende de

- La esbeltez reducida “ $\lambda$ ”
- La curva de pandeo apropiada al caso.

- a) La esbeltez reducida “ $\lambda$ ” que se obtiene según el apartado 6.3.2.1. del CTE-DB-SE-A con la expresión 6.6.

$$\lambda = \frac{\overline{A \cdot f_y}}{N_{cr}} \quad (6.6)$$

Donde

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{L_K^2} \cdot E \cdot I \quad (6.7)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{0,5 \cdot 9000^2} \cdot 210000 \cdot 85630000 = 8764355 \text{ N}$$

$$\lambda = \frac{14910 \cdot 275}{8764355} = 0,68$$

Siendo:

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

I; Momento de inercia del área de la sección para flexión en el plano considerado, de 8563 cm<sup>4</sup>

L<sub>K</sub>; Longitud de pandeo de la pieza. Según el CTE, su valor se obtiene de la tabla 6.1 de CTE-DB-SE-A en función de la longitud de la pieza. En nuestro caso, trata de un pilar biempotrado, así pues, tenemos la expresión 6.8. para “L” igual a 9.000 mm.

$$L_K = 0,5L \quad (6.8)$$

- b) La curva de pandeo para perfiles de sección constante se obtiene de la tabla 6.2 del CTE-DB-SE-A.

Tipo de sección	Tipo de acero	S235 a S355		S450			
		Eje de pandeo		y	z	y	z
Perfiles laminados	h/b > 1,2	t ≤ 40 mm		a	b	a <sub>0</sub>	b <sub>0</sub>
		40 mm < t ≤ 100 mm		b	c	a	a

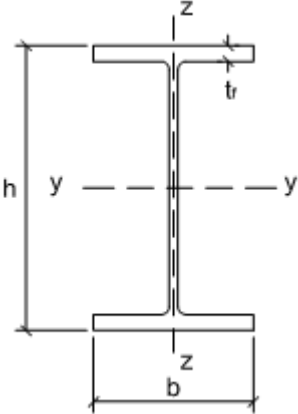
	$h/b \leq 1,2$ $t \leq 100 \text{ mm}$	<b>b</b>	c	a	a
	$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Tabla 30. Curvas de pandeo

En nuestro caso, para perfil HEB-300:

**RESULTADO: Curva b**

$$h=300$$

$$b=300$$

$$t=19$$

Conociendo la esbeltez reducida y la curva de pandeo, utilizamos la tabla 6.3 del CTE-DB-SE-A para interpolar y obtener el Coeficiente de pandeo “ $\chi$ ”.

Esbeltez reducida	$a_0$	a	b	c	d	
Coeficiente de imperfección ( $\alpha$ )	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76	
0,60	0,93	0,89	0,84	0,79	0,71	
0,68			$\chi = 0,792$			<b>RESULTADO</b>
0,70	0,90	0,85	0,78	0,72	0,64	

$$\frac{0,60 - 0,70}{0,84 - 0,78} = \frac{0,68 - 0,70}{\chi - 0,78}$$

Resumen:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,792 \cdot 14910 \cdot 261,90 = 3092.704 \text{ N}$$

$N < N_{b,Rd}$  ..... CUMPLE



Siendo:

N; La fuerza axil que existe en el perfil, de 58.012 N.

### 3.5.3.2.2 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 2

Los pilares del grupo 2 está formado por perfiles normalizados HEB-300, cuyos valores máximos sobre el pilar más desfavorable son:

$$\begin{aligned}M_{fy} &= 13,03 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 11,89 \text{ kN} \cdot \text{m} \\V_y &= 4,449 \text{ kN} & V_z &= 2,798 \text{ kN} \\N &= 84,320 \text{ kN}\end{aligned}$$

Siendo:

$M_{fy}$ ; Momento flector máximo en el eje y.

$M_{fz}$ ; Momento flector máximo en el eje z.

$V_y$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje y de la sección del perfil.

$V_z$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje z de la sección del perfil.

N; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

#### 3.5.3.2.2.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{fy}}{W_y} + \frac{M_{fz}}{W_z} \quad (6.1)$$

$$\tau_y = \frac{V_y \cdot m_{sz}}{c \cdot I_z} \quad (6.2)$$

$$\tau_z = \frac{V_z \cdot m_{sy}}{b \cdot I_y} \quad (6.3)$$

$$\tau = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} \quad (6.4)$$

$$\sigma = \frac{84320 \text{ N}}{14910 \text{ mm}^2} + \frac{13030000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{1680000 \text{ mm}^3} + \frac{11890000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{571000 \text{ mm}^3} = 34,23 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_y = \frac{4449 \text{ N} \cdot 431000 \text{ mm}^3}{300 \text{ mm} \cdot 85630000 \text{ mm}^4} = 0,07 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_z = \frac{2798 \text{ N} \cdot 934000 \text{ mm}^3}{11 \text{ mm} \cdot 251660000 \text{ mm}^4} = 0,94 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \sqrt{0,07^2 + 0,94^2} = 0,94 \text{ N mm}^2$$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{34,23^2 + 3 \cdot 0,94^2} = 34,27 \text{ N mm}^2$$

$34,27 \text{ N mm}^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

A; Área de la sección, de  $149,1 \text{ cm}^2$ .

$W_y$ ; Módulo resistente en el eje y, de  $1680 \text{ cm}^3$ .

$W_z$ ; Módulo resistente en el eje z, de  $571 \text{ cm}^3$ .

- $m_{sy}$ ; Momento estático, de 934 cm<sup>3</sup>.  
 $m_{sz}$ ; Momento estático, de 431 cm<sup>3</sup>.  
 $I_y$ ; Momento de inercia, de 25166 cm<sup>4</sup>.  
 $I_z$ ; Momento de inercia, de 8563 cm<sup>4</sup>.  
 $b$ ; Espesor del alma, de 11 mm.  
 $c$ ; Altura del perfil, de 300 mm.

### 3.5.3.2.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a L/300.

$$\frac{L}{300} = \frac{9000}{300} = 30 \text{ mm}$$

0,717 mm < L/300..... CUMPLE

Siendo:

$L$ ; Longitud del pilar, de 9000 mm.

### 3.5.3.2.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el punto 3 del apartado 6.3.2 sobre el CTE-DB-SE-A, la capacidad de pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, se obtiene de la expresión 6.5.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad (6.5)$$

Siendo:

$N_{b,Rd}$ ; Resistencia última de la barra a pandeo.

$A$ ; Área de la sección transversal, de 149,1 cm<sup>2</sup>.  
 $f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo, de 261,90 N/mm<sup>2</sup>.

$\chi$ ; Coeficiente de reducción por pandeo. Su valor depende de

- a) La esbeltez reducida “  $\lambda$  ”
- b) La curva de pandeo apropiada al caso.

- a) La esbeltez reducida “  $\lambda$  ” que se obtiene según el apartado 6.3.2.1. del CTE-DB-SE-A con la expresión 6.6.

$$\lambda = \frac{\overline{A \cdot f_y}}{N_{cr}} \quad (6.6)$$

Donde

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{L_K^2} \cdot E \cdot I \quad (6.7)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{0,5 \cdot 9000^2} \cdot 210000 \cdot 85630000 = 8764355 \text{ N}$$

$$\lambda = \frac{14910 \cdot 275}{8764355} = 0,68$$

Siendo:

$E$ ; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$I$ ; Momento de inercia del área de la sección para flexión en el plano considerado, de 8563 cm<sup>4</sup>

$L_K$ ; Longitud de pandeo de la pieza. Según el CTE, su valor se obtiene de la tabla 6.1 de CTE-DB-SE-A en función de la longitud de la pieza. En nuestro caso, trata de un pilar biempotrado, así pues, tenemos la expresión 6.8. para “  $L$  ” igual a 9.000 mm.

$$L_K = 0,5L \quad (6.8)$$

- b) La curva de pandeo para perfiles de sección constante se obtiene de la tabla 6.2 del CTE-DB-SE-A.

Tipo de sección	Tipo de acero	S235 a S355	S450
-----------------	---------------	-------------	------

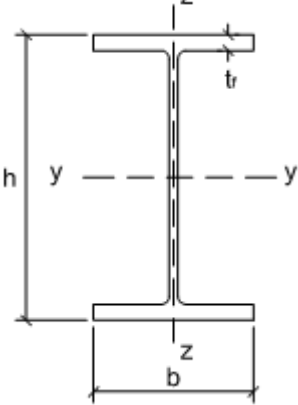
		Eje de pandeo		y	z	y	z
		$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	$a_0$	$b_0$
			$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
			$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Tabla 31. Curvas de pandeo

En nuestro caso, para perfil HEB-300:

**RESULTADO: Curva b**

$$h=300$$

$$b=300$$

$$t=19$$

Conociendo la esbeltez reducida y la curva de pandeo, utilizamos la tabla 6.3 del CTE-DB-SE-A para interpolar y obtener el Coeficiente de pandeo “ $\chi$ ”.

Esbeltez reducida	$a_0$	a	b	c	d	
Coeficiente de imperfección ( $\alpha$ )	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76	
0,60	0,93	0,89	0,84	0,79	0,71	
0,68			$\chi = 0,792$			<b>RESULTADO</b>
0,70	0,90	0,85	0,78	0,72	0,64	

$$\frac{0,60 - 0,70}{0,84 - 0,78} = \frac{0,68 - 0,70}{\chi - 0,78}$$

Resumen:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,792 \cdot 14910 \cdot 261,90 = 3092.704 \text{ N}$$

$$N < N_{b,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

N; La fuerza axil que existe en el perfil, de 84.320 N.

### 3.5.3.2.3 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 3

Los pilares del grupo 3 está formado por perfiles normalizados HEB-240, cuyos valores máximos sobre el pilar más desfavorable son:

$$\begin{aligned} M_{fy} &= 34,46 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_y &= 0 \text{ kN} & V_z &= 6,041 \text{ kN} \\ N &= 20,664 \text{ kN} \end{aligned}$$

Siendo:

$M_{fy}$ ; Momento flector máximo en el eje y.

$M_{fz}$ ; Momento flector máximo en el eje z.

$V_y$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje y de la sección del perfil.

$V_z$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje z de la sección del perfil.

N; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

#### 3.5.3.2.3.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{fy}}{W_y} + \frac{M_{fz}}{W_z} \quad (6.1)$$

$$\tau_y = \frac{V_y \cdot m_{sz}}{c \cdot I_z} \quad (6.2)$$

$$\tau_z = \frac{V_z \cdot m_{sy}}{b \cdot I_y} \quad (6.3)$$

$$\tau = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} \quad (6.4)$$

$$\sigma = \frac{20664 \text{ N}}{10600 \text{ mm}^2} + \frac{34460000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{938000 \text{ mm}^3} + \frac{0 \text{ N} \cdot \text{mm}}{327000 \text{ mm}^3} = 38,69 \text{ N } mm^2$$

$$\tau_y = \frac{0 \cdot m_{sz}}{c \cdot I_z} = 0 \text{ N}$$

$$\tau_z = \frac{6041 \text{ N} \cdot 527000 \text{ mm}^3}{10 \text{ mm} \cdot 112590000 \text{ mm}^4} = 2,83 \text{ N } mm^2$$

$$\tau = \sqrt{0^2 + 2,83^2} = 2,83 \text{ N } mm^2$$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{38,69^2 + 3 \cdot 2,83^2} = 39,00 \text{ N } mm^2$$

$39,00 \text{ N } mm^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

$A$ ; Área de la sección, de  $106 \text{ cm}^2$ .

$W_y$ ; Módulo resistente en el eje  $y$ , de  $938 \text{ cm}^3$ .

$W_z$ ; Módulo resistente en el eje  $z$ , de  $327 \text{ cm}^3$ .

$m_{sy}$ ; Momento estático, de  $527 \text{ cm}^3$ .

$m_{sz}$ ; Momento estático.

$I_y$ ; Momento de inercia, de  $11259 \text{ cm}^4$ .

$I_z$ ; Momento de inercia, de  $3923 \text{ cm}^4$ .

$b$ ; Espesor del alma, de  $10 \text{ mm}$ .

$c$ ; Altura del perfil, de  $240 \text{ mm}$ .

### 3.5.3.2.3.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{9000}{300} = 30 \text{ mm}$$

$4,005 \text{ mm} < L/300$ ..... CUMPLE

Siendo:

$L$ ; Longitud del pilar, de  $9000 \text{ mm}$ .

### 3.5.3.2.3.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el punto 3 del apartado 6.3.2 sobre el CTE-DB-SE-A, la capacidad de pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, se obtiene de la expresión 6.5.



$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad (6.5)$$

Siendo:

$N_{b,Rd}$ ; Resistencia última de la barra a pandeo.

$A$ ; Área de la sección transversal, de 106 cm<sup>2</sup>.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo, de 261,90 N/mm<sup>2</sup>.

$\chi$ ; Coeficiente de reducción por pandeo. Su valor depende de

- a) La esbeltez reducida “ $\lambda$ ”
- b) La curva de pandeo apropiada al caso.

- a) La esbeltez reducida “ $\lambda$ ” que se obtiene según el apartado 6.3.2.1. del CTE-DB-SE-A con la expresión 6.6.

$$\lambda = \frac{\overline{A \cdot f_y}}{N_{cr}} \quad (6.6)$$

Donde

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{L_K^2} \cdot E \cdot I \quad (6.7)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{0,5 \cdot 9000^2} \cdot 210000 \cdot 39230000 = 4015247 \text{ N}$$

$$\lambda = \frac{10600 \cdot 275}{4015247} = 0,85$$

Siendo:

$E$ ; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$I$ ; Momento de inercia del área de la sección para flexión en el plano considerado, de 3923 cm<sup>4</sup>

$L_K$ ; Longitud de pandeo de la pieza. Según el CTE, su valor se obtiene de la tabla 6.1 de CTE-DB-SE-A en función de la longitud de la pieza. En nuestro caso, trata de un pilar biempotrado, así pues, tenemos la expresión 6.8. para “ $L$ ” igual a 9.000 mm.

$$L_K = 0,5L \quad (6.8)$$

- b) La curva de pandeo para perfiles de sección constante se obtiene de la tabla 6.2 del CTE-DB-SE-A.

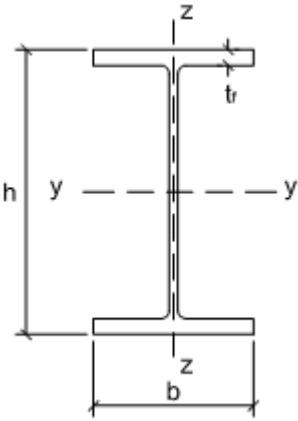
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo		y	z	y	z
Perfiles laminados 	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	$a_0$	$b_0$
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Tabla 32. Curvas de pandeo

En nuestro caso, para perfil HEB-240:

**RESULTADO: Curva b**

$$h=240$$

$$b=240$$

$$t=17$$

Conociendo la esbeltez reducida y la curva de pandeo, utilizamos la tabla 6.3 del CTE-DB-SE-A para interpolar y obtener el Coeficiente de pandeo “ $\chi$ ”.

Esbeltez reducida	$a_0$	a	b	c	d	
Coeficiente de imperfección ( $\alpha$ )	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76	
0,80	0,85	0,80	0,72	0,66	0,58	
0,85			$\chi = 0,69$			<b>RESULTADO</b>
0,90	0,80	0,73	0,66	0,60	0,52	

$$\frac{0,80 - 0,90}{0,72 - 0,66} = \frac{0,85 - 0,90}{\chi - 0,66}$$

Resumen:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,69 \cdot 10600 \cdot 261,90 = 1915.536 \text{ N}$$

$$N < N_{b,Rd} \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

N; La fuerza axil que existe en el perfil, de 20.664 N.

### 3.5.3.2.4 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 4

Los pilares del grupo 4 está formado por perfiles normalizados HEB-160, cuyos valores máximos sobre el pilar más desfavorable son:

$$M_{fy} = 0,29 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fz} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_y = 0 \text{ kN} \quad V_z = 0,06 \text{ kN}$$

$$N = 4,896 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_{fy}$ ; Momento flector máximo en el eje y.

$M_{fz}$ ; Momento flector máximo en el eje z.

$V_y$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje y de la sección del perfil.

$V_z$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje z de la sección del perfil.

N; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

#### 3.5.3.2.4.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{fy}}{W_y} + \frac{M_{fz}}{W_z} \quad (6.1)$$

$$\tau_y = \frac{V_y \cdot m_{sz}}{c \cdot I_z} \quad (6.2)$$

$$\tau_z = \frac{V_z \cdot m_{sy}}{b \cdot I_y} \quad (6.3)$$

$$\tau = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} \quad (6.4)$$

$$\sigma = \frac{4896 \text{ N}}{5430 \text{ mm}^2} + \frac{290000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{311000 \text{ mm}^3} + \frac{0 \text{ N} \cdot \text{mm}}{111000 \text{ mm}^3} = 1,83 \text{ N } mm^2$$

$$\tau_y = \frac{0 \cdot m_{sz}}{c \cdot I_z} = 0 \text{ N}$$

$$\tau_z = \frac{660 \text{ N} \cdot 177000 \text{ mm}^3}{8 \text{ mm} \cdot 24920000 \text{ mm}^4} = 0,58 \text{ N } mm^2$$

$$\tau = \sqrt{0^2 + 0,58^2} = 0,58 \text{ N } mm^2$$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{1,83^2 + 3 \cdot 0,58^2} = 2,08 \text{ N } mm^2$$

$2,08 \text{ N mm}^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

$A$ ; Área de la sección, de  $54,3 \text{ cm}^2$ .

$W_y$ ; Módulo resistente en el eje  $y$ , de  $311 \text{ cm}^3$ .

$W_z$ ; Módulo resistente en el eje  $z$ , de  $111 \text{ cm}^3$ .

$m_{sy}$ ; Momento estático, de  $177 \text{ cm}^3$ .

$m_{sz}$ ; Momento estático.

$I_y$ ; Momento de inercia, de  $2492 \text{ cm}^4$ .

$I_z$ ; Momento de inercia, de  $889 \text{ cm}^4$ .

$b$ ; Espesor del alma, de  $8 \text{ mm}$ .

$c$ ; Altura del perfil, de  $160 \text{ mm}$

#### 3.5.3.2.4.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{9000}{300} = 30 \text{ mm}$$

$0 \text{ mm} < L/300$ ..... CUMPLE

Siendo:

$L$ ; Longitud del pilar, de  $9000 \text{ mm}$ .

#### 3.5.3.2.4.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el punto 3 del apartado 6.3.2 sobre el CTE-DB-SE-A, la capacidad de pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, se obtiene de la expresión 6.5.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad (6.5)$$

Siendo:

$N_{b,Rd}$ ; Resistencia última de la barra a pandeo.

$A$ ; Área de la sección transversal, de  $54,3 \text{ cm}^2$ .

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo, de  $261,90 \text{ N/mm}^2$ .

$\chi$ ; Coeficiente de reducción por pandeo. Su valor depende de

- a) La esbeltez reducida “  $\lambda$  ”
  - b) La curva de pandeo apropiada al caso.
- a) La esbeltez reducida “  $\lambda$  ” que se obtiene según el apartado 6.3.2.1. del CTE-DB-SE-A con la expresión 6.6.

$$\lambda = \frac{\overline{A \cdot f_y}}{N_{cr}} \quad (6.6)$$

Donde

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{L_K^2} \cdot E \cdot I \quad (6.7)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{0,5 \cdot 9000^2} \cdot 210000 \cdot 8890000 = 909904 \text{ N}$$

$$\lambda = \frac{\overline{5430 \cdot 275}}{909904} = 1,28$$

Siendo:

$E$ ; Módulo elástico del Acero 275, de  $210.000 \text{ N/mm}^2$ .

$I$ ; Momento de inercia del área de la sección para flexión en el plano considerado, de  $889 \text{ cm}^4$

$L_K$ ; Longitud de pandeo de la pieza. Según el CTE, su valor se obtiene de la tabla 6.1 de CTE-DB-SE-A en función de la longitud de la pieza. En nuestro caso, trata de un pilar biempotrado, así pues, tenemos la expresión 6.8. para “  $L$  ” igual a  $9.000 \text{ mm}$ .

$$L_K = 0,5L \quad (6.8)$$

- b) La curva de pandeo para perfiles de sección constante se obtiene de la tabla 6.2 del CTE-DB-SE-A.

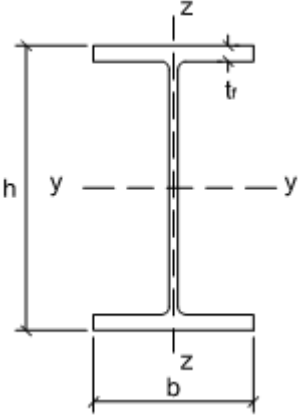
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo		y	z	y	z
	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	$a_0$	$b_0$
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Tabla 33. Curvas de pandeo

En nuestro caso, para perfil HEB-240:

**RESULTADO: Curva b**

$$h=160$$

$$b=160$$

$$t=8$$

Conociendo la esbeltez reducida y la curva de pandeo, utilizamos la tabla 6.3 del CTE-DB-SE-A para interpolar y obtener el Coeficiente de pandeo “ $\chi$ ”.

Esbeltez reducida	$a_0$	a	b	c	d	
Coeficiente de imperfección ( $\alpha$ )	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76	
1,20	0,57	0,53	0,48	0,43	0,38	
1,28			$\chi = 0,44$			<b>RESULTADO</b>
1,30	0,51	0,47	0,43	0,39	0,34	

$$\frac{1,20 - 1,30}{0,48 - 0,43} = \frac{1,28 - 1,30}{x - 0,43}$$

Resumen:

$$N_{b,Rd} = x \cdot A \cdot f_{yd} = 0,44 \cdot 5430 \cdot 261,90 = 625.731 \text{ N}$$

$N < N_{b,Rd}$  ..... CUMPLE

Siendo:

N; La fuerza axial que existe en el perfil, de 4.896 N

### 3.5.4 COMPROBACIÓN DE UNIONES EN LOS PORTICOS

El Cype descompone los esfuerzos del nudo y determina las tensiones en cada uno de los cordones de soldadura de la unión, obligando al Cype a cumplir la norma CTE.

En el caso de una unión empotrada se obtienen tres tipos de cordones distintos.

Los parámetros considerados para el cálculo son los momentos y esfuerzos aplicados en la unión.



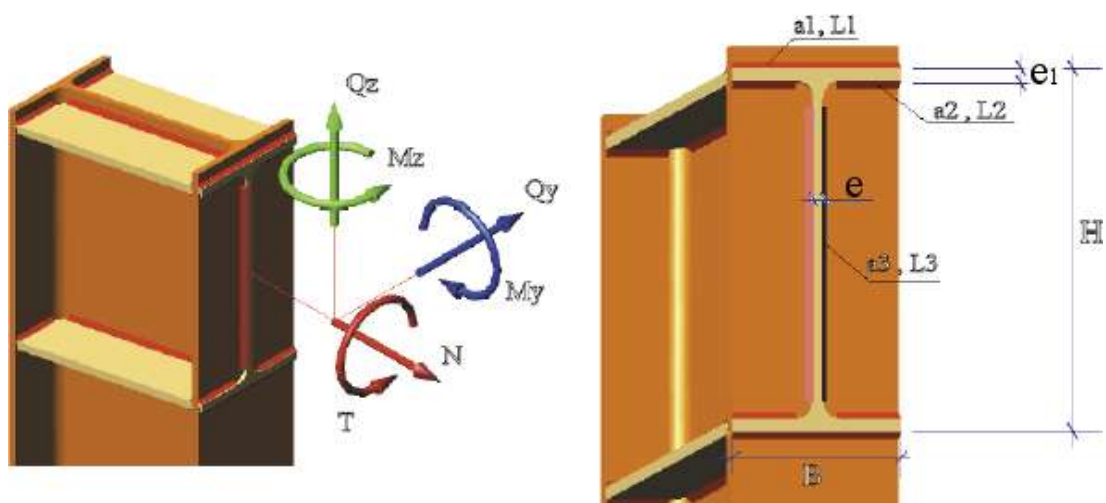


Figura 22. Partes de unión.

$a_i$ ; Garganta del cordón de soldadura  $i$ .

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura  $i$ .

$H$ ; Altura del perfil.

$B$ ; Ancho del perfil.

$E_1$ ; Espesor del ala del perfil.

$E$ ; Espesor del alma del perfil.

Según el apartado 8.2 del CTE-BD-SE-A, las uniones se comprobarán a resistencia.

Los esfuerzos transmitidos al cordón de soldadura por unidad de longitud se descomponen cada una en componentes de tensión normal y tangencial al plano de la garganta, suponiendo que la distribución de tensiones es uniforme a lo largo de él, como podemos observar en la figura 23.

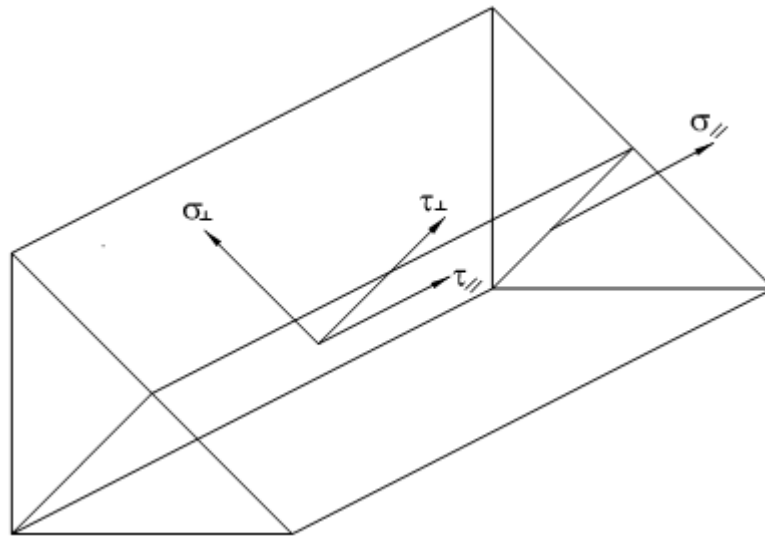


Figura 23. Tensiones en la sección de garganta

Según el punto 3 del apartado 8.6.2 del CTE DB SE-A, las soldaduras en ángulo serán suficientes si cumple la expresión 6.1. y 6.2.

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (6.1)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.2)$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{430 \text{ N mm}^2}{0,85 \cdot 1,25} = 404,7 \text{ N mm}^2 = 404,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{430 \text{ N mm}^2}{1,25} = 344 \text{ MPa}$$

Siendo:

$\sigma_{\perp}$ ; Tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

$\tau_{\perp}$ ; Tensión tangencial perpendicular al eje del cordón.

$\tau_{\parallel}$ ; Tensión tangencial paralela al cordón.

$f_u$ ; Resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión. Se obtiene según la tabla 8.1 del CTE-DB-SE-A. Su valor es de 430 N/mm<sup>2</sup>.

$\beta_w$ ; Coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1 del CTE-DB-SE-A, en función del tipo de acero. Su valor es 0,85.

$\gamma_{M2}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión, se obtiene del apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,25.

### 3.5.4.1 UNIONES AL GRUPO 1

Utilizaremos los valores tensionales que nos da el Cype para cada una de las soldaduras de la unión y comprobar que cumple la normativa del CTE.

#### 3.5.4.1.1 UNIÓN EN LAS ESQUINAS

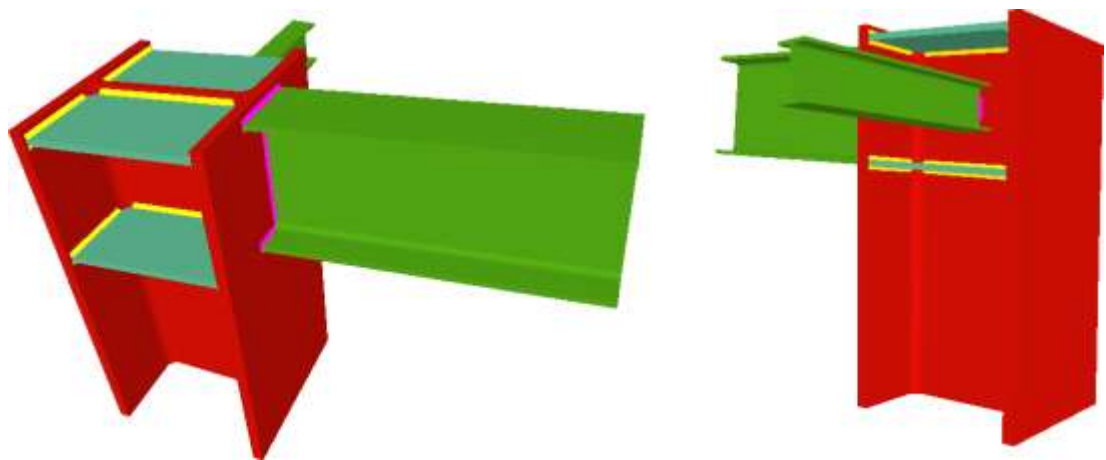


Figura 24. Unión esquina al grupo 1

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga al ala del pilar	109,6	99,2	0,0	172,14
Alma de la viga al ala del pilar	91,7	91,7	17,6	162,01

Ala inferior de la viga al ala del pilar	105,7	116,8	0,0	202,56
Rigidizador superior a las alas del pilar	35,7	39,4	0,0	68,50
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	28,3	49,02
Rigidizador inferior a las alas del pilar	39,3	43,4	0,0	75,43
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	28,3	49,02
Alma de la viga al alma del pilar	1,9	1,9	0,5	3,67

Tabla 34. Unión esquina al grupo 1

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

### 3.5.4.1.2 UNIÓN EN LA CUMBRERA



Figura 25. Unión en cumbreira al grupo 1

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Alma de la viga al lado del pilar	15,1	15,1	10,3	31,90
Alma de la viga al otro lado del pilar	16,0	16,0	10,2	33,11

Tabla 34. Unión en cumbrera al grupo 1

$$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

### 3.5.4.2 UNIONES AL GRUPO 2

Utilizaremos los valores tensionales que nos da el Cype para cada una de las soldaduras de la unión y comprobar que cumple la normativa del CTE.

#### 3.5.4.2.1 UNIÓN EN LAS ESQUINAS

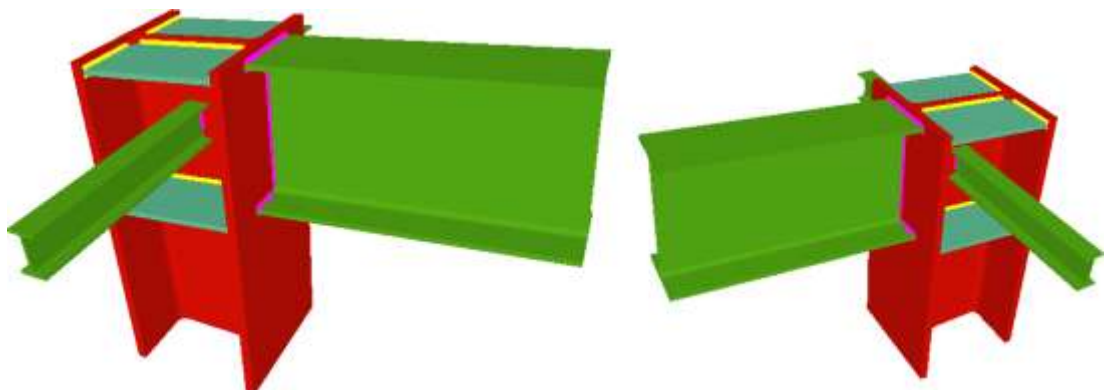


Figura 26. Unión esquina al grupo 2

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga al ala del pilar	93,9	85,0	0,1	147,54
Alma de la viga al ala del pilar	78,8	78,8	22,0	141,98
Ala inferior de la viga al ala del pilar	88,3	97,6	0,1	169,31
Rigidizador superior a las alas del pilar	52,5	58,0	0,0	100,72
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	40,3	69,80
Rigidizador inferior a las alas del pilar	55,5	61,3	0,0	106,44
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	40,3	69,80
Alma de la viga al lado del pilar	4,2	4,2	0,8	7,68
Alma de la viga al otro lado del pilar	19,7	19,7	0,8	34,44

Tabla 35. Unión esquina al grupo 2

$$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.5.4.2.2 UNIÓN EN LA CUMBRERA

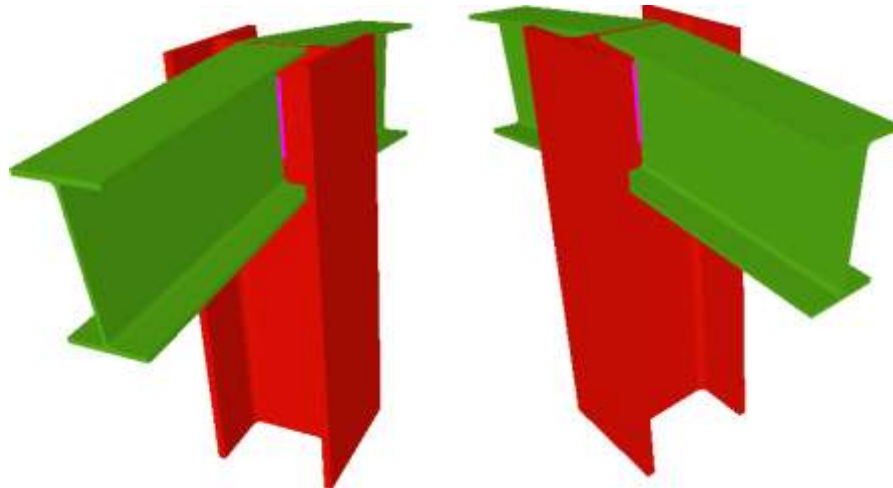


Figura 27. Unión en cumbrera al grupo 2

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Alma de la viga al lado del pilar	14,4	14,4	9,7	30,31
Alma de la viga al otro lado del pilar	15,0	15,0	9,6	31,09

Tabla 36. Unión en cumbrera al grupo 2

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.5.4.3 UNIONES AL GRUPO 3

Utilizaremos los valores tensionales que nos da el Cype para cada una de las soldaduras de la unión y comprobar que cumple la normativa del CTE.

#### 3.5.4.3.1 UNIÓN EN LAS ESQUINAS

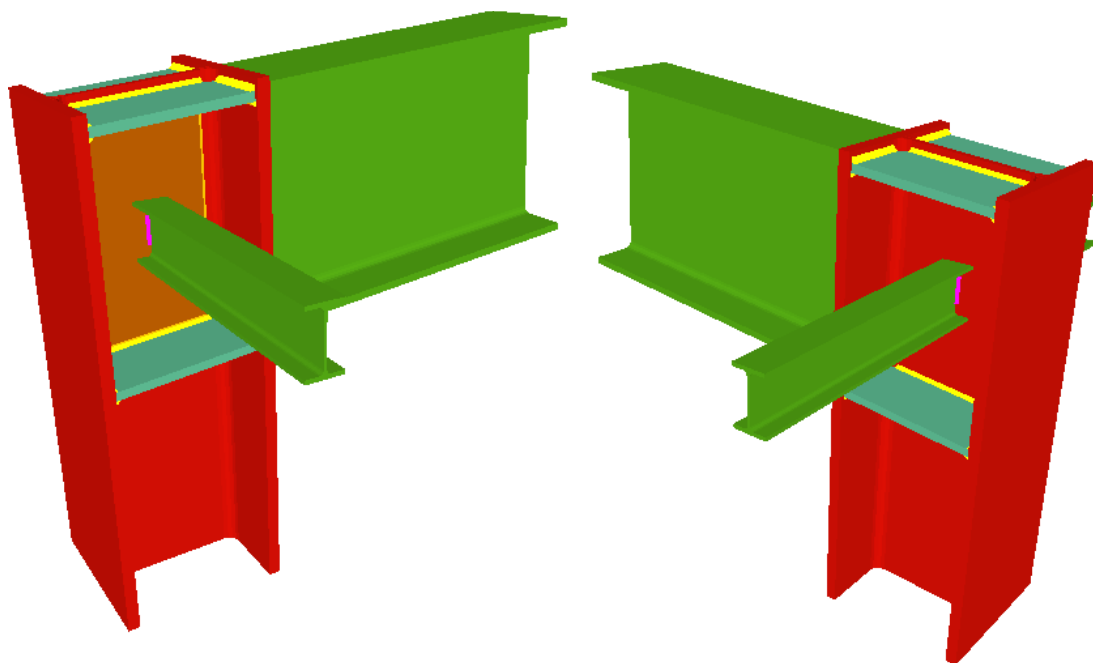


Figura 28. Unión esquina al grupo 3

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga al ala del pilar	173,5	157,0	0,1	272,25
Alma de la viga al ala del pilar	146,1	146,1	32,4	259,48
Ala inferior de la viga al ala del pilar	163,6	180,8	0,3	313,42
Rigidizador superior a las alas del pilar	157,9	174,4	0,1	302,33
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	159,7	276,61
Rigidizador inferior a las alas del pilar	167,0	184,6	0,1	320,00
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	159,7	276,61
Alma de la viga al lado del pilar	1,4	1,4	0,8	3,03
Alma de la viga al otro lado del pilar	1,4	1,4	0,8	3,03
Chapa de refuerzo al alma del pilar	El artículo 8.8.6 del CTE-SE-A, el espesor de garganta de esta soldadura debe ser 0.7 veces el espesor de la chapa de refuerzo.			

Tabla 37. Unión esquina al grupo 3



$$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

### 3.5.4.3.2 UNIÓN EN LA CUMBRERA

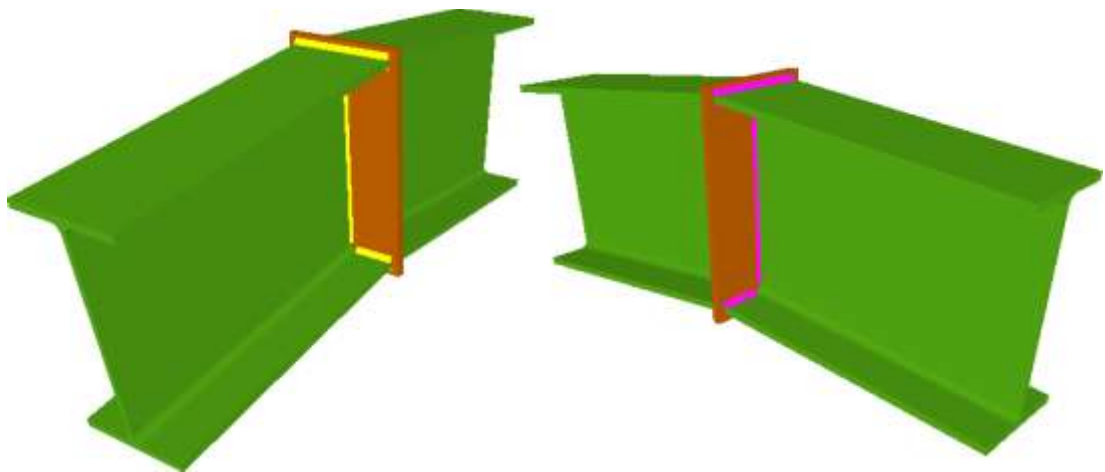


Figura 29. Unión en cumbrera al grupo 3

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga a un lado de la chapa.	148,3	163,8	0,2	283,97
Alma de la viga a un lado de la chapa.	130,1	130,1	0,4	225,63
Ala inferior de la viga a un lado de la chapa.	155,6	140,8	0,2	244,19
Ala superior de la viga al otro lado de la chapa.	148,3	163,8	0,2	283,97
Alma de la viga al otro lado de la chapa.	130,1	130,1	0,4	225,63
Ala inferior de la viga al otro lado de la chapa.	155,6	140,8	0,2	244,19

Tabla 38. Unión en cumbrera al grupo 3

$$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.5.4.4 UNIONES AL GRUPO 4

Utilizaremos los valores tensionales que nos da el Cype para cada una de las soldaduras de la unión y comprobar que cumple la normativa del CTE.

#### 3.5.4.4.1 UNIÓN EN LAS ESQUINAS

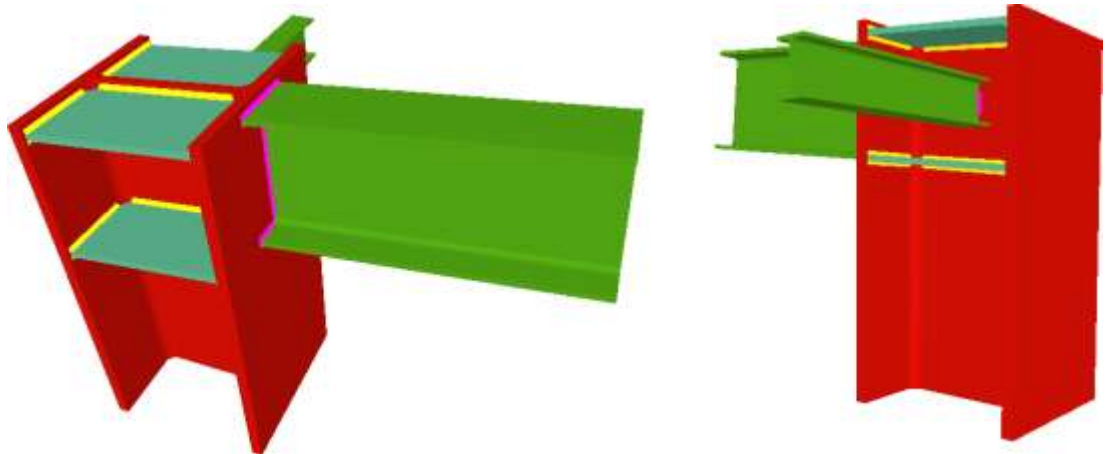


Figura 30. Unión esquina al grupo 4

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga al ala del pilar	92,8	84,0	0,0	145,81
Alma de la viga al ala del pilar	74,0	74,0	10,6	129,77
Ala inferior de la viga al ala del pilar	85,5	94,5	0,0	163,94
Rigidizador superior a las alas del pilar	49,1	54,2	0,0	94,14
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	38,5	66,68

Rigidizador inferior a las alas del pilar	51,7	57,1	0,0	99,16
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	38,5	66,68
Alma de la viga al alma del pilar	1,4	1,4	0,8	3,03

Tabla 39. Unión esquina al grupo 4

$$\overline{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

#### 3.5.4.4.2 UNIÓN EN LA CUMBRERA

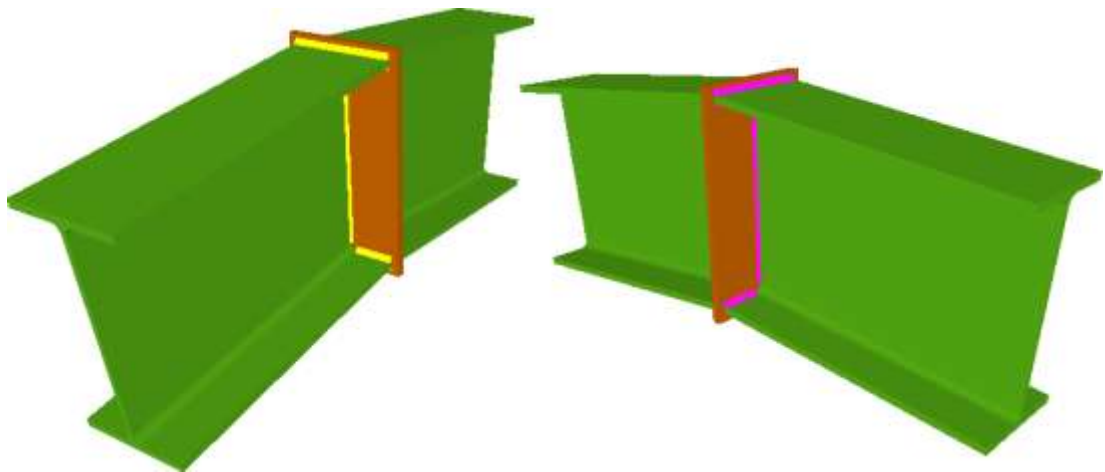


Figura 31. Unión en cumbrera al grupo 4

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\overline{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga a un lado de la chapa.	93,4	103,2	0,1	179,01
Alma de la viga a un lado de la chapa.	73,6	73,6	0,1	127,77
Ala inferior de la viga a un lado de la chapa.	101,2	91,6	0,1	158,97

Ala superior de la viga al otro lado de la chapa.	93,4	103,2	0,1	179,01
Alma de la viga al otro lado de la chapa.	73,6	73,6	0,1	127,77
Ala inferior de la viga al otro lado de la chapa.	101,2	91,6	0,1	158,97

Tabla 40. Unión en cumbrera al grupo 4

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.6 CÁLCULO DE OFICINA

Se ha empleado el Nuevo Metal 3D, que pertenece a uno entre muchos paquetes del Cype, para realizar el cálculo de estructuras de las oficinas.

Una vez consiguiendo dimensionar la nave adecuadamente llegando a cumplir la normativa a través de Cype, se llevará a cabo los correspondientes cálculos analíticamente que demuestren que cumple el CTE todos los perfiles seleccionados.

#### 3.6.1 CARACTERÍSTICAS DE PERFILES SELECCIONADOS

Los perfiles seleccionados son variados, con el fin de obtener un dimensionamiento simétrico, óptimo y resistente a las cargas expuestas, así pues, analizaremos cada tipo de perfil utilizados en el presente proyecto, cuyo caso más desfavorable es el de mayor importancia.

En las siguientes figuras se diferencia distintos grupos vigas diferentes y un solo grupo de pilares que forman las oficinas.

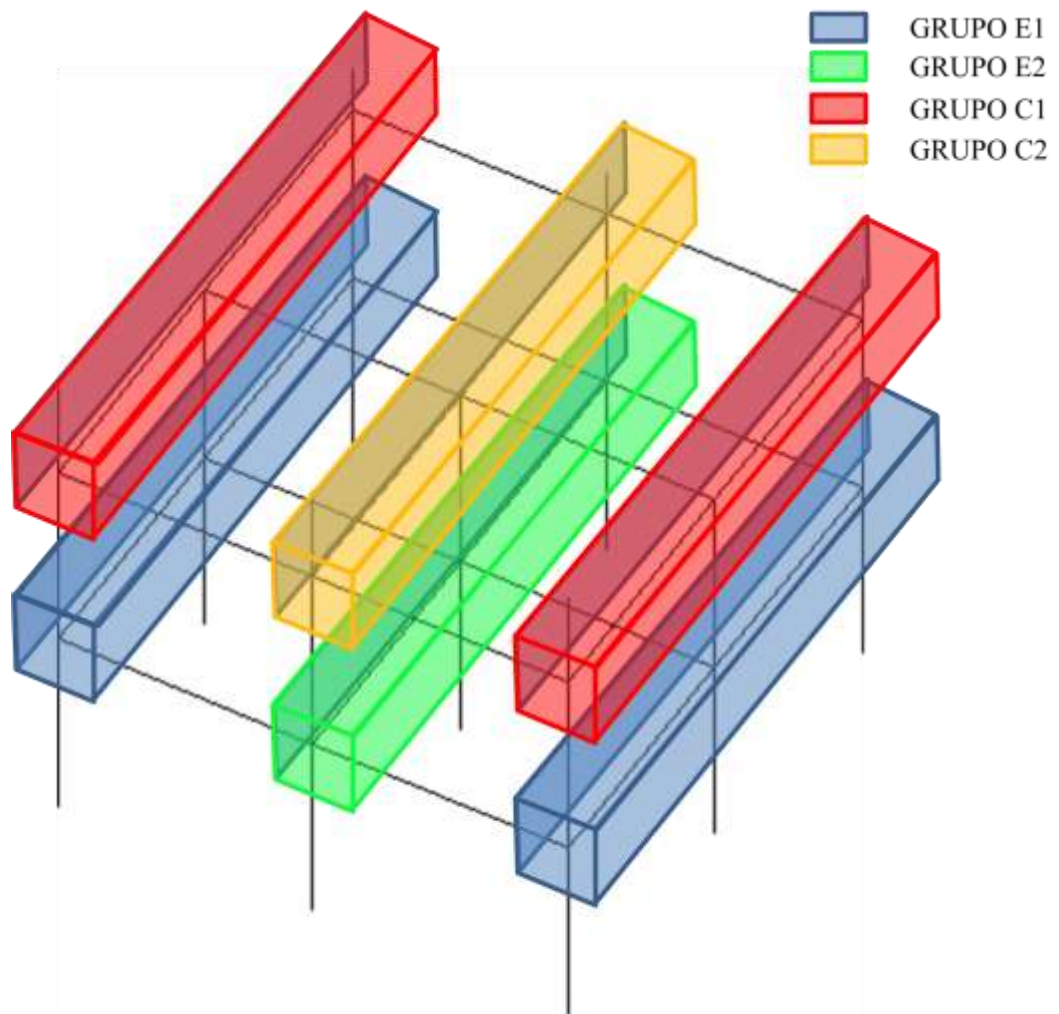


Figura 32. Grupo de vigas (I)

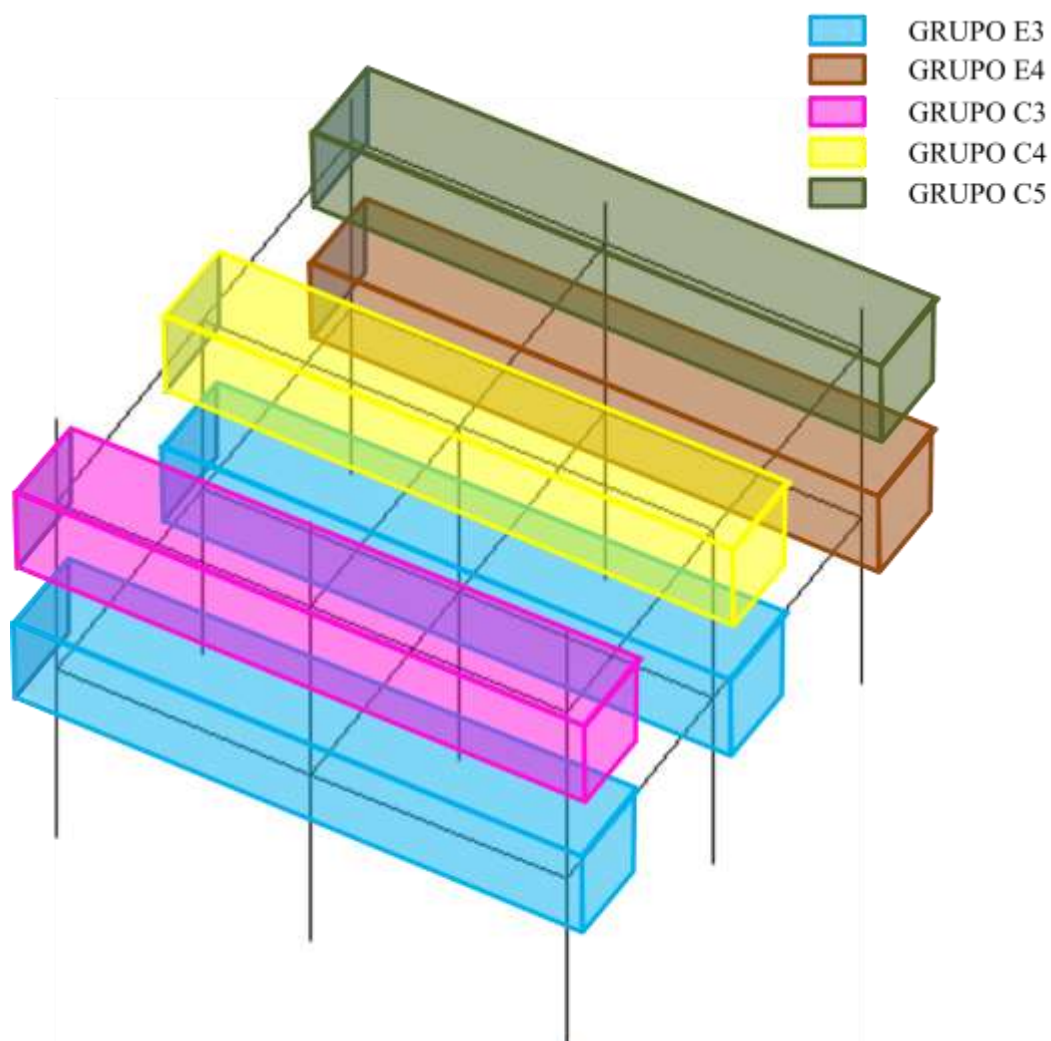


Figura 33. Grupo de vigas (II)

Después de varias combinaciones de perfiles con el Cype, se ha optado por las siguientes configuraciones, agrupador en grupos:

Pilares	
Nº Pilares	Tipo de perfil
9	HEB-300

Tabla 41. Grupo de pilares

Cubierta de oficinas		
Grupo	Nº Vigas	Tipo de perfil

C1	4	IPE-120
C2	2	IPE-160
C3	2	IPE-180
C4	2	IPE-200
C5	2	IPE-140

Tabla 42. Grupo vigas en cubierta

Entreplanta		
Grupo	Nº Vigas	Tipo de perfil
E1	4	IPE-240
E2	2	IPE-300
E3	4	IPE-330
E4	2	IPE-270

Tabla 43. Grupo vigas en entreplanta

HEB	Dimensiones mm							Términos de la sección									Agujeros mm			p	
	h	b	e	e <sub>1</sub>	r	h <sub>1</sub>	u	A cm <sup>2</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>t</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>a</sub> cm <sup>6</sup>	w	w <sub>1</sub>		a
300	300	300	11,0	19	27	208	1730	149,1	934	25166	1680	13,0	8563	571	7,58	192	1688000	120	50	25	117

Tabla 44. Perfiles HEB seleccionados

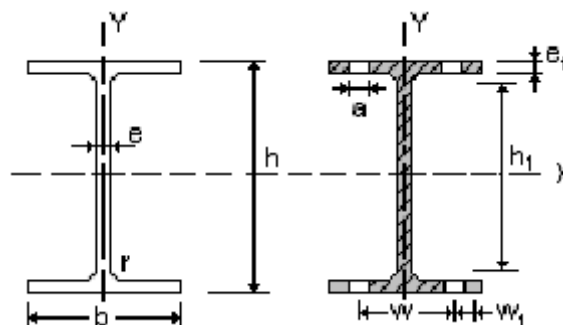


Figura 34. Perfil HEB

A; Área de la de la sección

$S_x$ ; Momento estático de media sección, respecto a X.

$I_x$ ; Momento de inercia de la sección, respecto a X.

$W_x = 2I_x/h$ . Módulo resistente de la sección, respecto a X.

$i_x = (I_x/A)^{1/2}$ . Radio de giro de la sección, respecto a X.

$I_y$ ; Momento de inercia de la sección, respecto a Y.

$W_y = 2I_y/b$ . Módulo resistente de la sección, respecto a Y.

$i_y = (I_y/A)^{1/2}$ . Radio de giro de la sección, respecto a Y

$I_t$ ; Módulo de torsión de la sección.

$I_a$ ; Módulo de alabeo de la sección.

u; Perímetro de la sección.

a; Diámetro del agujero del roblón normal.

w; Gramil, distancia entre ejes de agujeros.

$h_1$ ; Altura de la parte plana del alma.

P; Peso por metros.

IPE	Dimensiones mm								Términos de la sección										Agujeros mm			p
	Perf.	H	b	e	$e_1$	r	$h_1$	u	A $cm^2$	$S_x$ $cm^3$	$I_x$ $cm^4$	$W_x$ $cm^3$	$i_x$ cm	$I_y$ $cm^4$	$W_y$ $cm^3$	$i_y$ cm	$I_t$ $cm^4$	$I_a$ $cm^6$	W	a	$e_2$	
120	120	64	4,4	6,3	7	93	475	13,2	30,4	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	1,770	890	35	-	4,4	10,4	
140	140	73	4,7	6,9	7	112	551	16,4	44,2	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	2,630	1981	40	11	4,7	12,9	
160	160	82	5,0	7,4	9	127	623	20,1	61,9	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	3,640	3959	44	13	5	15,8	
180	180	91	5,3	8,0	9	146	698	23,9	83,2	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	5,060	7431	48	13	5,3	18,8	
200	200	100	5,6	8,5	12	159	788	28,5	110	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	6,670	12990	52	13	5,6	22,4	
240	240	120	6,2	9,8	15	190	922	39,1	183	3890	324	9,97	284	47,3	2,69	12,00	37390	65	17	6,2	30,7	
270	270	135	6,6	10,2	15	220	1040	45,9	242	5790	429	11,2	420	62,2	3,02	15,40	70580	72	21	6,6	36,1	
300	300	150	7,1	10,7	15	249	1160	53,8	314	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	20,10	125900	80	23	7,1	42,2	
330	330	160	7,5	11,5	18	271	1250	62,6	402	11770	713	13,7	788	98,5	3,55	26,50	199100	85	25	7,5	49,1	

Tabla 45. Perfiles IPE seleccionados



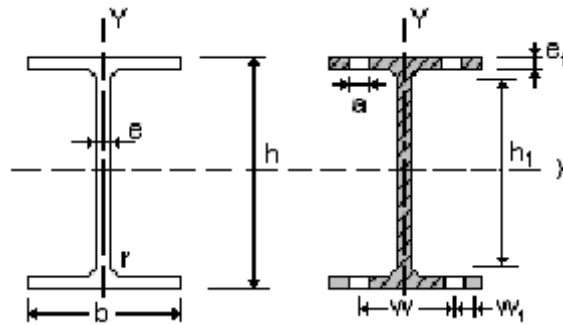


Figura 35. Perfil IPE

$A$ ; Área de la de la sección

$S_x$ ; Momento estático de media sección, respecto a X.

$I_x$ ; Momento de inercia de la sección, respecto a X.

$W_x = 2I_x / h$ . Módulo resistente de la sección, respecto a X.

$i_x = (I_x/A)^{1/2}$ . Radio de giro de la sección, respecto a X.

$I_y$ ; Momento de inercia de la sección, respecto a Y.

$W_y = 2I_y/b$ . Módulo resistente de la sección, respecto a Y.

$i_y = (I_y/A)^{1/2}$ . Radio de giro de la sección, respecto a Y

$I_t$ ; Módulo de torsión de la sección.

$I_a$ ; Módulo de alabeo de la sección.

$u$ ; Perímetro de la sección.

$a$ ; Diámetro del agujero del roblón normal.

$w$ ; Gramil, distancia entre ejes de agujeros.

$h_1$ ; Altura de la parte plana del alma.

$P$ ; Peso por metros.

### 3.6.2 TIPOS DE CARGAS

- Carga permanente en cubierta " $q_{c,of}$ "

La cubierta de las oficinas está formada por los mismos paneles sandwich que se utilizaron en la cubierta de la nave, así pues, es peso asociado al cerramiento y fijaciones es de:  $12,80 \text{ kg/m}^2$ .

- Acero galvanizado de 0,5 mm, 4,31 kg/m<sup>2</sup>
- Relleno intermedio de lana de roca
- Peso de fijación para panel de cerramiento de cubierta

$$\text{TOTAL: } q_{c,of} = 12,80 \text{ kg m}^2$$

- Sobrecarga de uso en cubierta “ $q_{c,of,s}$ ”

Aplicando el apartado 3.1.1 del CTE-DB-SE-AE, nos correspondería aplicar una carga determinada asociada a cubiertas ligeras sobre correas accesibles únicamente para su conservación.

$$q_{c,s} = 0,4 \text{ kN m}^2 = 40 \text{ kg m}^2$$

- Carga permanente en oficina “ $q_{of}$ ”

El forjado de entreplanta será sobre chapa colaborante, para forjado mixto con armaduras.

- Chapa de Acero galvanizado de 2 mm: 16 kg/m<sup>2</sup>
- Hormigón armado de 15 cm espesor: 345 kg/m<sup>2</sup>
- Solado: 120 kg/m<sup>2</sup>

$$\text{TOTAL: } q_{of} = 481 \text{ kg m}^2$$

- Sobrecarga de uso en oficina “ $q_{of,s}$ ”

Aplicando el apartado 3.1.1 del CTE-DB-SE-AE, nos correspondería aplicar una carga determinada asociada a una zona de acceso público con mesas, sillas y algún asiento fijo

$$q_{of,s} = 3,5 \text{ kN m}^2 = 350 \text{ kg m}^2$$

### 3.6.3 COMPROBACIONES DE LOS PERFILES

Según el Cype, los perfiles seleccionados, para unas cargas definidas, cumple con la norma del CTE.

A continuación comprobaremos con el uso del CTE que verdaderamente cumple con todas las condiciones de la norma.

#### 3.6.3.1 COMPROBACIÓN DEL PILAR CENTRAL

Los pilares que forman los apoyos de las oficinas son 9 perfiles normalizados HEB-300, cuyos valores máximos sobre el pilar más desfavorable son:

$$M_{fy} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fz} = 1,37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_y = 0,617 \text{ kN} \quad V_z = 0 \text{ kN}$$

$$N = 143,081 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_{fy}$ ; Momento flector máximo en el eje y.

$M_{fz}$ ; Momento flector máximo en el eje z.

$V_y$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje y de la sección del perfil.

$V_z$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje z de la sección del perfil.

$N$ ; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

#### 3.6.3.1.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{fy}}{W_y} + \frac{M_{fz}}{W_z} \quad (6.1)$$

$$\tau_y = \frac{V_y \cdot m_{sz}}{c \cdot I_z} \quad (6.2)$$

$$\tau_z = \frac{V_z \cdot m_{sy}}{b \cdot I_y} \quad (6.3)$$

$$\tau = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} \quad (6.4)$$

$$\sigma = \frac{143081 \text{ N}}{14910 \text{ mm}^2} + \frac{0 \text{ N} \cdot \text{mm}}{1680000 \text{ mm}^3} + \frac{1370000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{571000 \text{ mm}^3} = 12,00 \text{ N } mm^2$$

$$\tau_y = \frac{617 \cdot 431000}{300 \cdot 85630000} = 0,01 \text{ N}$$

$$\tau_z = \frac{0 \text{ kN} \cdot m_{sy}}{b \cdot I_y}$$

$$\tau = \sqrt{0,01^2 + 0^2} = 0,01 \text{ N } mm^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{12^2 + 3 \cdot 0,01^2} = 12 \text{ N mm}^2$$

$$12 \text{ N mm}^2 < f_{yd} \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

- A; Área de la sección, de 149,1 cm<sup>2</sup>.
- W<sub>y</sub>; Módulo resistente en el eje y, de 1680 cm<sup>3</sup>.
- W<sub>z</sub>; Módulo resistente en el eje z, de 571 cm<sup>3</sup>.
- m<sub>sy</sub>; Momento estático, de 934 cm<sup>3</sup>.
- m<sub>sz</sub>; Momento estático, de 431 cm<sup>3</sup>.
- I<sub>y</sub>; Momento de inercia, de 25166 cm<sup>4</sup>.
- I<sub>z</sub>; Momento de inercia, de 8563 cm<sup>4</sup>.
- b; Espesor del alma, de 11 mm.
- c; Altura del perfil, de 300 mm

### 3.6.3.1.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a L/300.

Nuestro pilar central está dividido en dos tramos de 4 m debido a que hay vigas empotradas a ella para separar las plantas entre oficinas, por ello cogemos cada tramo y comprobaremos que su flecha están dentro del límite.

$$\frac{L}{300} = \frac{4000}{300} = 13,3 \text{ mm}$$

$$0,241 \text{ mm} < L/300 \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

$$0,236 \text{ mm} < L/300 \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

$L$ ; Longitud de los tramos del pilar, de 4000 mm.

### 3.6.3.1.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el punto 3 del apartado 6.3.2 sobre el CTE-DB-SE-A, la capacidad de pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, se obtiene de la expresión 6.5.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad (6.5)$$

Siendo:

$N_{b,Rd}$ ; Resistencia última de la barra a pandeo.

$A$ ; Área de la sección transversal, de 149,1 cm<sup>2</sup>.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo, de 261,90 N/mm<sup>2</sup>.

$\chi$ ; Coeficiente de reducción por pandeo. Su valor depende de

- a) La esbeltez reducida “ $\lambda$ ”
- b) La curva de pandeo apropiada al caso.

- a) La esbeltez reducida “ $\lambda$ ” que se obtiene según el apartado 6.3.2.1. del CTE-DB-SE-A con la expresión 6.6.

$$\lambda = \frac{\overline{A \cdot f_y}}{N_{cr}} \quad (6.6)$$

Donde

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{L_K^2} \cdot E \cdot I \quad (6.7)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{0,5 \cdot 8000^2} \cdot 210000 \cdot 85630000 = 11092387 \text{ N}$$

$$\lambda = \frac{14910 \cdot 275}{11092387} = 0,61$$

Siendo:

E; Módulo elástico del Acero 275, de  $210.000 \text{ N/mm}^2$ .

I; Momento de inercia del área de la sección para flexión en el plano considerado, de  $8563 \text{ cm}^4$

$L_K$ ; Longitud de pandeo de la pieza. Según el CTE, su valor se obtiene de la tabla 6.1 de CTE-DB-SE-A en función de la longitud de la pieza. En nuestro caso, trata de un pilar biempotrado, así pues, tenemos la expresión 6.8. para “L” igual a  $9.000 \text{ mm}$ .

$$L_K = 0,5L \quad (6.8)$$

- b) La curva de pandeo para perfiles de sección constante se obtiene de la tabla 6.2 del CTE-DB-SE-A.

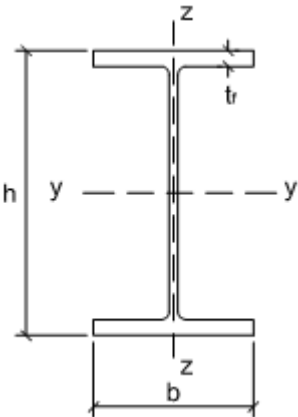
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo		y	z	y	z
	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	$a_0$	$b_0$
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Tabla 46. Curvas de pandeo

En nuestro caso, para perfil HEB-300:

**RESULTADO: Curva b**

$$h=300$$

$$b=300$$

$$t=19$$

Conociendo la esbeltez reducida y la curva de pandeo, utilizamos la tabla 6.3 del CTE-DB-SE-A para interpolar y obtener el Coeficiente de pandeo “ $\chi$ ”.

Esbeltez reducida	a <sub>0</sub>	a	b	c	d	
Coefficiente de imperfección (α)	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76	
0,60	0,93	0,89	0,84	0,79	0,71	
0,61			$\chi = 0,834$			<b>RESULTADO</b>
0,70	0,90	0,85	0,78	0,72	0,64	

$$\frac{0,60 - 0,70}{0,84 - 0,78} = \frac{0,61 - 0,70}{\chi - 0,78}$$

Resumen:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,834 \cdot 14910 \cdot 261,90 = 3.256.710 \text{ N}$$

$$N < N_{b,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

N; La fuerza axial que existe en el perfil, de 143.081 N.

### 3.6.3.2 COMPROBACIÓN DE VIGAS DE CUBIERTA

Para las comprobaciones de los dinteles cogemos como datos los valores máximos que nos facilita NUEVO METAL 3D del Cype.

#### 3.6.3.2.1 PERTENECIENTE AL GRUPO C1

Las vigas del grupo C1 está formado por 4 perfiles normalizados IPE-120, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 0,32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$V = 0,254 \text{ kN}$$

$$N = 1,728 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

### 3.6.3.2.1.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{1728 \text{ N}}{1320 \text{ mm}^2} + \frac{320000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{53000 \text{ mm}^3} = 7,35 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \frac{254 \text{ N} \cdot 30400 \text{ mm}^3}{4,4 \text{ mm} \cdot 277000 \text{ mm}^4} = 6,33 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{7,35^2 + 3 \cdot 6,33^2} = 13,20 \text{ N mm}^2$$

13,20 N mm<sup>2</sup> < f<sub>yd</sub>..... CUMPLE

Siendo:

A; Área de la sección, de 13,2 cm<sup>2</sup>.

W; Módulo resistente, de 53 cm<sup>3</sup>.

m<sub>s</sub>; Momento estático, de 30,4 cm<sup>3</sup>.

I; Momento de inercia, de 27,7 cm<sup>4</sup>.

b; Espesor del alma, de 4,4 mm.

### 3.6.3.2.1.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a L/300.

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

1,272 mm < L/300..... CUMPLE

Siendo:

L; Longitud de la viga, de 5000 mm.

### 3.6.3.2.1.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{i_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

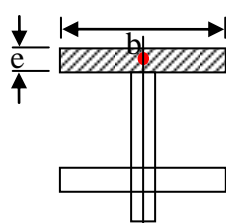
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{e \cdot b} = 40 \frac{6,3 \cdot 64^3}{6,3 \cdot 64} = 739 \text{ mm}$$

5000 mm < 739 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en la viga, de 5 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 6,3 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 64 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 53000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 47. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 120 mm.

b; Anchura del perfil, de 64 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 53000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 1 \cdot 14,5^2 = 923827 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 53000 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 14,5 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5.000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

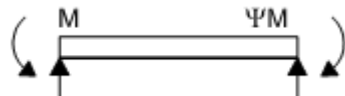

Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1

Tabla 48. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 923827^2} = 923827 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y}} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{53000 \cdot 275}{M_{CR}} = 3,97$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 8,77$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,06$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 53000 \cdot \frac{275}{1,05} = 832.857 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 320.000 N · mm.

### 3.6.3.2.1.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} \quad (5.14)$$

$$\frac{93}{4,4} < 70 \cdot 0,92$$

$$21,1 < 64,4 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 93 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 4,4 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.6.3.2.2 PERTENECIENTE AL GRUPO C2

Las vigas del grupo C2 está formado por 2 perfiles normalizados IPE-160, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 0,48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 0,416 \text{ kN}$$

$$N = 0,468 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

#### 3.6.3.2.2.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{468 \text{ N}}{2010 \text{ mm}^2} + \frac{480000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{109000 \text{ mm}^3} = 4,63 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \frac{416 \text{ N} \cdot 61900 \text{ mm}^3}{5 \text{ mm} \cdot 683000 \text{ mm}^4} = 7,77 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{4,63^2 + 3 \cdot 7,77^2} = 14,23 \text{ N mm}^2$$

$14,23 \text{ N mm}^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

- A; Área de la sección, de  $20,1 \text{ cm}^2$ .
- W; Módulo resistente, de  $109 \text{ cm}^3$ .
- $m_s$ ; Momento estático, de  $61,9 \text{ cm}^3$ .
- I; Momento de inercia, de  $68,3 \text{ cm}^4$ .
- b; Espesor del alma, de 5 mm.

### 3.6.3.2.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA



Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

0,713 mm < L/300..... CUMPLE

Siendo:

L; Longitud de la viga, de 5000 mm.

### 3.6.3.2.2.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{i_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

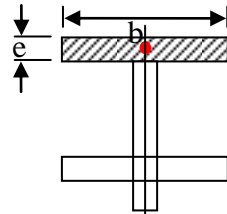
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{e \cdot b} = 40 \frac{\overline{7,4 \cdot 82^3}}{7,4 \cdot 82} = 947 \text{ mm}$$

5000 mm < 947 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en la viga, de 5 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

$e$ ; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 7,4 mm.

$b$ ; Ancho del perfil comprimido, de 82 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 109000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 49. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 160 mm.

b; Anchura del perfil, de 82 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 109000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 1 \cdot 18,4^2 = 3059435 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 103000 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 18,4 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5.000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

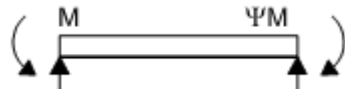

Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1

Tabla 50. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 3059435^2} = 3059435 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{109000 \cdot 275}{M_{CR}} = 3,13$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 5,70$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,09$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 109000 \cdot \frac{275}{1,05} = 2.569.285 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 480.000 N · mm.

### 3.6.3.2.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{127}{5} < 70 \cdot 0,92$$

25,4 < 64,4.....CUMPLE

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 127 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 5 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.6.3.2.3 PERTENECIENTE AL GRUPO C3

Las vigas del grupo C3 está formado por 2 perfiles normalizados IPE-180, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 1,25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 1,334 \text{ kN}$$

$$N = 3,579 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

### 3.6.3.2.3.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo " $f_{yd}$ ". Para un Acero 275 tenemos el mismo " $f_{yd}$ " que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{3579 \text{ N}}{2390 \text{ mm}^2} + \frac{1250000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{146000 \text{ mm}^3} = 10,06 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \frac{1334 \text{ N} \cdot 83200 \text{ mm}^3}{5,3 \text{ mm} \cdot 1010000 \text{ mm}^4} = 20,73 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{10,06^2 + 3 \cdot 20,73^2} = 37,29 \text{ N mm}^2$$

$$37,29 \text{ N mm}^2 < f_{yd} \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

- A; Área de la sección, de 23,9 cm<sup>2</sup>.
- W; Módulo resistente, de 146 cm<sup>3</sup>.
- m<sub>s</sub>; Momento estático, de 83,2 cm<sup>3</sup>.
- I; Momento de inercia, de 101 cm<sup>4</sup>.
- b; Espesor del alma, de 5,3 mm.

### 3.6.3.2.3.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a L/300.

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

$$0,301 \text{ mm} < L/300 \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

- L; Longitud de la viga, de 5000 mm.

### 3.6.3.2.3.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

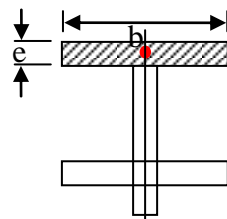
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{e \cdot b} = 40 \frac{\overline{8 \cdot 91^3}}{8 \cdot 91} = 1051 \text{ mm}$$

5000 mm < 1051 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en la viga, de 5 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 8 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 91 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:



$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 146000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT} \right]^2 \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 51. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 180 mm.

b; Anchura del perfil, de 91 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 146000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 1,32 \cdot 20,5^2 = 6714498 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 146000 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 20,5 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5.000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

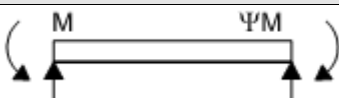

Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1,32

Tabla 52. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 6714498^2} = 6714498 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{146000 \cdot 275}{6714498} = 2,44$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 3,71$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,15$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 146000 \cdot \frac{275}{1,05} = 5.735.714 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 1.250.000 N · mm.

### 3.6.3.2.3.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{146}{5,3} < 70 \cdot 0,92$$

$$27,5 < 64,4 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 146 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 5,3 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

#### 3.6.3.2.4 PERTENECIENTE AL GRUPO C4

Las vigas del grupo C4 está formado por 2 perfiles normalizados IPE-200, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 2,38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 2,352 \text{ kN}$$

$$N = 5,444 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

##### 3.6.3.2.4.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{5444 \text{ N}}{2850 \text{ mm}^2} + \frac{2380000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{194000 \text{ mm}^3} = 14,18 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \frac{2352 \text{ N} \cdot 110000 \text{ mm}^3}{5,6 \text{ mm} \cdot 19400000 \text{ mm}^4} = 2,38 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{14,18^2 + 3 \cdot 2,38^2} = 14,77 \text{ N mm}^2$$

$$14,77 \text{ N mm}^2 < f_{yd} \dots \dots \dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

- A; Área de la sección, de 28,5 cm<sup>2</sup>.
- W; Módulo resistente, de 194 cm<sup>3</sup>.
- m<sub>s</sub>; Momento estático, de 110 cm<sup>3</sup>.
- I; Momento de inercia, de 1940 cm<sup>4</sup>.
- b; Espesor del alma, de 5,6 mm.

### 3.6.3.2.4.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a L/300.

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

0,300 mm < L/300..... CUMPLE

Siendo:

L; Longitud de la viga, de 5000 mm.

### 3.6.3.2.4.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

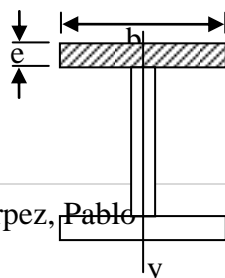
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{12 \cdot e \cdot b} = 40 \frac{\overline{8,5 \cdot 100^3}}{12 \cdot 8,5 \cdot 100} = 1155 \text{ mm}$$

5.000 mm < 1.155 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 5 m.

$\overline{I_y^{cg}}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

$e$ ; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 8,5 mm.

$b$ ; Ancho del perfil comprimido, de 100 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 28500 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en **la tabla de este documento**.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$

Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21	<b>Resultado</b>
	$h/b > 2$	b	0,34	

Tabla 53. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 200 mm.

b; Anchura del perfil, de 100 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 28500 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 2,70 \cdot 22,4^2 = 3200985 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 28500 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.



$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 22,4 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5.000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

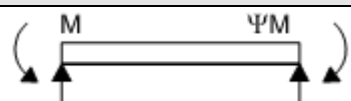
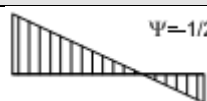
Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		2,70

Tabla 54. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 3200985^2} = 3200985 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{28500 \cdot 275}{M_{CR}} = 1,56$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 1,86$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,35$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 28500 \cdot \frac{275}{1,05} = 2.612.500 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 2.380.000 N · mm.

### 3.6.3.2.4.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{159}{5,6} < 70 \cdot 0,92$$

28,4 < 64,4.....CUMPLE

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 159 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 5,6 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.6.3.2.5 PERTENECIENTE AL GRUPO C5

Las vigas del grupo C5 está formado por 2 perfiles normalizados IPE-140, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 1,41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 1,128 \text{ kN}$$

$$N = 6,040 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

### 3.6.3.2.5.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{5040 \text{ N}}{1640 \text{ mm}^2} + \frac{1410000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{77300 \text{ mm}^3} = 21,31 \text{ N } mm^2$$

$$\tau = \frac{2352 \text{ N} \cdot 44200 \text{ mm}^3}{4,7 \text{ mm} \cdot 449000 \text{ mm}^4} = 49,26 \text{ N } mm^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{21,31^2 + 3 \cdot 49,26^2} = 87,94 \text{ N } mm^2$$

$87,94 \text{ N mm}^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

- A; Área de la sección, de  $16,4 \text{ cm}^2$ .
- W; Módulo resistente, de  $77,3 \text{ cm}^3$ .
- $m_s$ ; Momento estático, de  $44,2 \text{ cm}^3$ .
- I; Momento de inercia, de  $44,9 \text{ cm}^4$ .
- b; Espesor del alma, de  $4,7 \text{ mm}$ .

### 3.6.3.2.5.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

$3,329 \text{ mm} < L/300$ ..... CUMPLE

Siendo:

- L; Longitud de la viga, de  $5000 \text{ mm}$ .

### 3.6.3.2.5.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

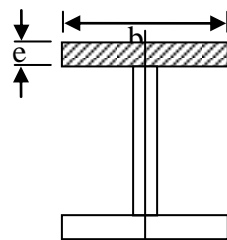
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{e \cdot b} = 40 \frac{\overline{6,9 \cdot 73^3}}{6,9 \cdot 73} = 843 \text{ mm}$$

5.000 mm < 843 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 5 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 6,9 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 73 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 77300 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 55. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 140 mm.

b; Anchura del perfil, de 73 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 77300 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 1 \cdot 16,5^2 = 1744723 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 77300 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 16,5 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5.000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

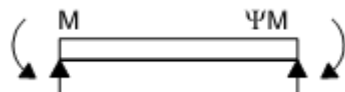

Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1

Tabla 56. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 1744723^2} = 1744723 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{77300 \cdot 275}{1744723} = 3,49$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 6,93$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,08$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 77300 \cdot \frac{275}{1,05} = 1.619.619 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 1.410.000 N · mm.

### 3.6.3.2.5.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{112}{4,7} < 70 \cdot 0,92$$

$$23,8 < 64,4 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 112 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 4,7 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.



$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.6.3.3 COMPROBACIÓN DE VIGAS DE ENTREPLANTAS

Para las comprobaciones de los dinteles cogemos como datos los valores máximos que nos facilita NUEVO METAL 3D del Cype.

#### 3.6.3.3.1 PERTENECIENTE AL GRUPO E1

Las vigas del grupo E1 está formado por 4 perfiles normalizados IPE-240, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 0,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 0,753 \text{ kN}$$

$$N = 1,594 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

#### 3.6.3.3.1.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{1594 \text{ N}}{3910 \text{ mm}^2} + \frac{940000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{324000 \text{ mm}^3} = 3,31 \text{ N } mm^2$$

$$\tau = \frac{753 \text{ N} \cdot 183000 \text{ mm}^3}{6,2 \text{ mm} \cdot 2840000 \text{ mm}^4} = 7,82 \text{ N } mm^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{3,31^2 + 3 \cdot 7,82^2} = 13,95 \text{ N } mm^2$$

$13,95 \text{ N } mm^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

$A$ ; Área de la sección, de  $39,1 \text{ cm}^2$ .

$W$ ; Módulo resistente, de  $324 \text{ cm}^3$ .

$m_s$ ; Momento estático, de  $183 \text{ cm}^3$ .

$I$ ; Momento de inercia, de  $284 \text{ cm}^4$ .

$b$ ; Espesor del alma, de  $6,2 \text{ mm}$ .

### 3.6.3.3.1.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

0,315 mm < L/300..... CUMPLE

Siendo:

L; Longitud de la viga, de 5000 mm.

### 3.6.3.3.1.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

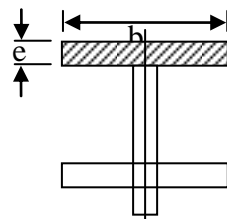
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{12 \cdot e \cdot b} = 40 \frac{\overline{9,8 \cdot 120^3}}{12 \cdot 9,8 \cdot 120} = 1386 \text{ mm}$$

5.000 mm < 1386 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 5 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 9,8 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 120 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 324000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 57. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 240 mm.

b; Anchura del perfil, de 120 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 324000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 1 \cdot 26,9^2 = 19436972 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 32400 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 26,9 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5.000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.



Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1

Tabla 58. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 19436972^2} = 19436972 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{324000 \cdot 275}{M_{CR}} = 2,14$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 2,99$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,20$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 324000 \cdot \frac{275}{1,05} = 16.971.428 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 940.000 N · mm.

### 3.6.3.3.1.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{190}{6,2} < 70 \cdot 0,92$$

30,6 < 64,4.....CUMPLE

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 190 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 6,2 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.6.3.3.2 PERTENECIENTE AL GRUPO E2

Las vigas del grupo E2 está formado por 2 perfiles normalizados IPE-300, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 1,97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 1,431 \text{ kN}$$

$$N = 1,420 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

### 3.6.3.3.2.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{1420 \text{ N}}{5330 \text{ mm}^2} + \frac{1970000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{557000 \text{ mm}^3} = 3,80 \text{ N } mm^2$$

$$\tau = \frac{1431 \text{ N} \cdot 314000 \text{ mm}^3}{7,1 \text{ mm} \cdot 83600000 \text{ mm}^4} = 0,76 \text{ N } mm^2$$



$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{3,80^2 + 3 \cdot 0,76^2} = 4,02 \text{ N mm}^2$$

$$4,02 \text{ N mm}^2 < f_{yd} \dots \dots \dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

- A; Área de la sección, de 53,3 cm<sup>2</sup>.
- W; Módulo resistente, de 557 cm<sup>3</sup>.
- m<sub>s</sub>; Momento estático, de 314 cm<sup>3</sup>.
- I; Momento de inercia, de 8360 cm<sup>4</sup>.
- b; Espesor del alma, de 7,1 mm.

### 3.6.3.3.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a L/300.

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

$$0,205 \text{ mm} < L/300 \dots \dots \dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

- L; Longitud de la viga, de 5.000 mm.

### 3.6.3.3.2.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

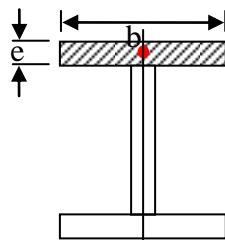
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{e \cdot b} = 40 \frac{\overline{10,7 \cdot 150^3}}{10,7 \cdot 150} = 1732 \text{ mm}$$

5.000 mm < 1.732 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 5 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 10,7 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 150 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 557000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 59. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 300 mm.

b; Anchura del perfil, de 150 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 557000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 2,28 \cdot 33,5^2 = 118156791 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 557000 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 33,5 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

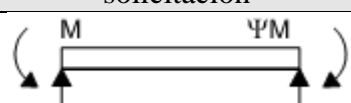

Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		2,28

Tabla 60. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 118156791^2} = 118156791 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{557000 \cdot 275}{118156791} = 1,14$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 1,25$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,57$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 557000 \cdot \frac{275}{1,05} = 83.152.143 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 1.970.000 N · mm.

### 3.6.3.3.2.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{249}{7,1} < 70 \cdot 0,92$$

$$35,1 < 64,4 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 249 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 7,1 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.6.3.3.3 PERTENECIENTE AL GRUPO E3

Las vigas del grupo E3 está formado por 4 perfiles normalizados IPE-330, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 54,90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 63,742 \text{ kN}$$

$$N = 2,706 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

#### 3.6.3.3.3.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N} \text{ mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{2706 \text{ N}}{6260 \text{ mm}^2} + \frac{54900000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{713000 \text{ mm}^3} = 77,43 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \frac{63742 \text{ N} \cdot 402000 \text{ mm}^3}{7,5 \text{ mm} \cdot 117700000 \text{ mm}^4} = 29,03 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{77,43^2 + 3 \cdot 29,03^2} = 92,32 \text{ N mm}^2$$

$92,32 \text{ N mm}^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

A; Área de la sección, de  $62,6 \text{ cm}^2$ .

W; Módulo resistente, de  $713 \text{ cm}^3$ .

$m_s$ ; Momento estático, de  $402 \text{ cm}^3$ .

I; Momento de inercia, de  $11770 \text{ cm}^4$ .

b; Espesor del alma, de  $7,5 \text{ mm}$ .

### 3.6.3.3.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

2,424 mm < L/300..... CUMPLE

Siendo:

L; Longitud de la viga, de 5.000 mm.

### 3.6.3.3.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{i_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

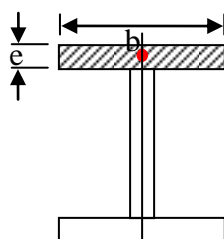
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{12 \cdot e \cdot b} = 40 \frac{\overline{11,5 \cdot 160^3}}{12 \cdot 11,5 \cdot 160} = 1847 \text{ mm}$$

5.000 mm < 1.847 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 5 m.

$\overline{i_y^{cg}}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$



$e$ ; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 11,5 mm.

$b$ ; Ancho del perfil comprimido, de 160 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 713000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble	$h/b \leq 2$	a	0,21

T	$h/b > 2$	b	0,34	<b>Resultado</b>
---	-----------	---	------	------------------

Tabla 61. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 330 mm.

b; Anchura del perfil, de 160 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 713000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 2,7 \cdot 35,5^2 = 201135640 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 713000 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 35,5 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

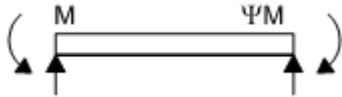

Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		2,7

Tabla 62. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 201135640^2} = 201135640 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} = \frac{\sqrt{713000 \cdot 275}}{M_{CR}} = 0,99$$

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 1,12$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,61$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 713000 \cdot \frac{275}{1,05} = 113.910.238 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 54.900.000 N · mm.

### 3.6.3.3.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{271}{7,5} < 70 \cdot 0,92$$

36,1 < 64,4.....CUMPLE

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 271 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 7,5 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

#### 3.6.3.3.4 PERTENECIENTE AL GRUPO E4

Las vigas del grupo E4 está formado por 2 perfiles normalizados IPE-270, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 38,60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 30,888 \text{ kN}$$

$$N = 1,227 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

#### 3.6.3.3.4.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{1227 \text{ N}}{4590 \text{ mm}^2} + \frac{38600000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{429000 \text{ mm}^3} = 90,24 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \frac{30888 \text{ N} \cdot 242000 \text{ mm}^3}{6,6 \text{ mm} \cdot 57900000 \text{ mm}^4} = 19,56 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{90,24^2 + 3 \cdot 19,56^2} = 96,39 \text{ N mm}^2$$

$96,39 \text{ N mm}^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

- $A$ ; Área de la sección, de  $45,9 \text{ cm}^2$ .
- $W$ ; Módulo resistente, de  $429 \text{ cm}^3$ .
- $m_s$ ; Momento estático, de  $242 \text{ cm}^3$ .
- $I$ ; Momento de inercia, de  $5790 \text{ cm}^4$ .
- $b$ ; Espesor del alma, de  $6,6 \text{ mm}$ .

#### 3.6.3.3.4.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

$8,757 \text{ mm} < L/300$ ..... CUMPLE

Siendo:

- $L$ ; Longitud de la viga, de  $5.000 \text{ mm}$ .

#### 3.6.3.3.4.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{i_{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de  $1,8$  metros entre ellas.

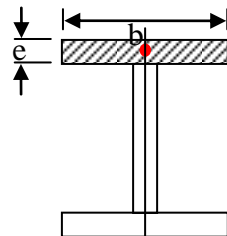
$$40 \frac{\frac{e \cdot b^3}{12}}{e \cdot b} = 40 \frac{\frac{10,2 \cdot 135^3}{12}}{10,2 \cdot 135} = 1559 \text{ mm}$$

5.000 mm < 1.559 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 5 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 10,2 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 135 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 429000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 63. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 270 mm.

b; Anchura del perfil, de 135 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y}} \cdot f_y}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .



$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 429000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 2,93 \cdot 30,2^2 = 95042496 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 429000 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 30,2 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

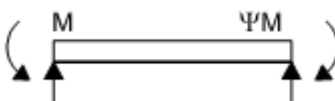
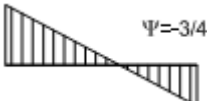
Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		2,93

Tabla 64. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 95042496^2} = 95042496 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} = \frac{\sqrt{429000 \cdot 275}}{95042496} = 1,11$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 1,21$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,59$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 429000 \cdot \frac{275}{1,05} = 66.290.714 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 38.600.000 N · mm.

### 3.6.3.3.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{220}{6,6} < 70 \cdot 0,92$$

$$33,3 < 64,4 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 220 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 6,6 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.6.4 COMPROBACIONES DE LAS UNIONES EN LAS OFICINAS

El Cype descompone los esfuerzos del nudo y determina las tensiones en cada uno de los cordones de soldadura de la unión, obligando al Cype a cumplir la norma CTE.

En el caso de una unión empotrada se obtienen tres tipos de cordones distintos.

Según el apartado 8.2 del CTE-BD-SE-A, las uniones se comprobarán a resistencia.

Los esfuerzos transmitidos al cordón de soldadura por unidad de longitud se descomponen cada una en componentes de tensión normal y tangencial al plano de la garganta, suponiendo que la distribución de tensiones es uniforme a lo largo de él, como podemos observar en la figura 36.

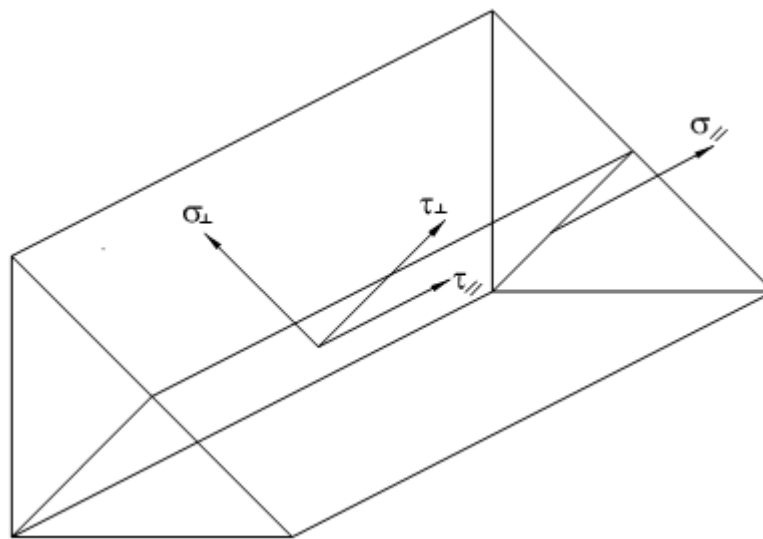


Figura 36. Tensiones en la sección de garganta

Según el punto 3 del apartado 8.6.2 del CTE DB SE-A, las soldaduras en ángulo serán suficientes si cumple la expresión 6.1. y 6.2.

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (6.1)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.2)$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{430 \text{ N mm}^2}{0,85 \cdot 1,25} = 404,7 \text{ N mm}^2 = 404,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{430 \text{ N mm}^2}{1,25} = 344 \text{ MPa}$$

Siendo:

$\sigma_{\perp}$ ; Tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

$\tau_{\perp}$ ; Tensión tangencial perpendicular al eje del cordón.

$\tau_{\parallel}$ ; Tensión tangencial paralela al cordón.

$f_u$ ; Resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión. Se obtiene según la tabla 8.1 del CTE-DB-SE-A. Su valor es de 430 N/mm<sup>2</sup>.

$\beta_w$ ; Coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1 del CTE-DB-SE-A, en función del tipo de acero. Su valor es 0,85.

$\gamma_{M2}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión, se obtiene del apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,25.

### 3.6.4.1 UNIONES EN CUBIERTA

Utilizaremos los valores tensionales que nos da el Cype para cada una de las soldaduras de la unión y comprobar que cumple la normativa del CTE.

#### 3.6.4.1.1 NUDO EN PILAR CENTRAL



Figura 37. Nudo central en cubierta

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Rigidizador superior a las alas del pilar	11,7	11,7	0,0	20,55
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	0,0	0,00
Rigidizador inferior a las alas del pilar	14,6	14,6	0,0	25,57
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	0,0	0,00
Ala superior de la viga izquierda al ala del pilar	56,9	56,9	0,3	98,84
Alma de la viga izquierda al ala del pilar	50,5	50,5	10,4	89,59
Ala inferior de la viga izquierda al ala del pilar	64,1	64,1	0,3	111,31
Ala superior de la viga derecha al ala del pilar	57,5	57,5	0,3	99,88
Alma de la viga derecha al ala del pilar	50,4	50,4	10,4	89,42
Ala inferior de la viga derecha al ala del pilar	64,7	64,7	0,3	112,35
Alma de la viga a un lado del pilar	20,8	20,8	1,0	36,36
Alma de la viga al otro lado del pilar	22,7	22,7	1,0	39,64

Tabla 65. Nudo central en cubierta

$$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

## 3.6.4.1.2 NUDO EN LA ESQUINA

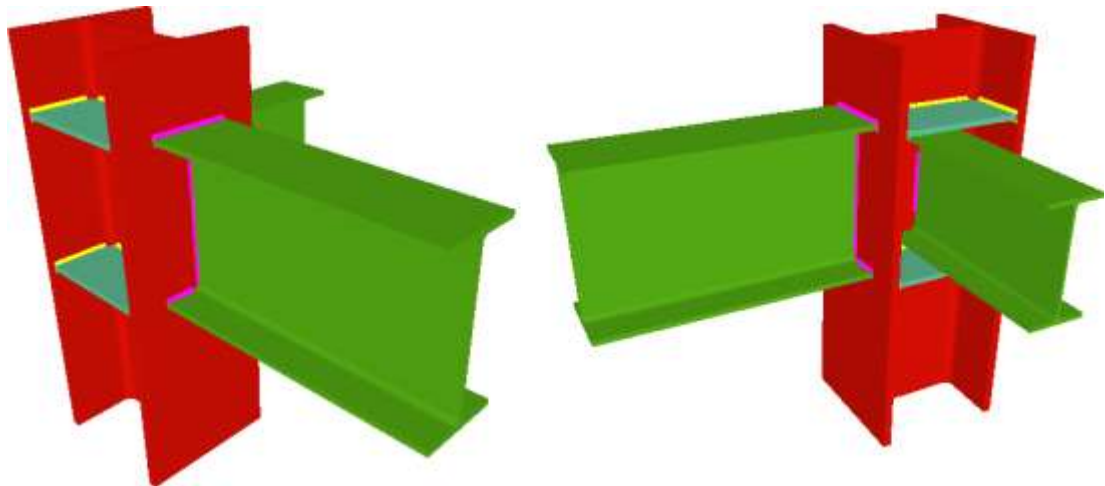


Figura 38. Nudo de esquina en cubierta

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga al ala del pilar	39,0	39,0	0,3	67,84
Alma de la viga al ala del pilar	36,5	36,5	6,3	64,44
Ala inferior de la viga al ala del pilar	45,6	45,6	0,3	79,27
Rigidizador superior a las alas del pilar	7,3	7,3	0,0	12,93
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	6,2	10,74
Rigidizador inferior a las alas del pilar	9,5	9,5	0,0	16,74
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	6,2	10,74
Alma de la viga al alma del pilar	33,8	33,8	0,9	58,85

Tabla 66. Nudo central en cubierta

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

## 3.6.4.1.3 NUDO EN LA CARA

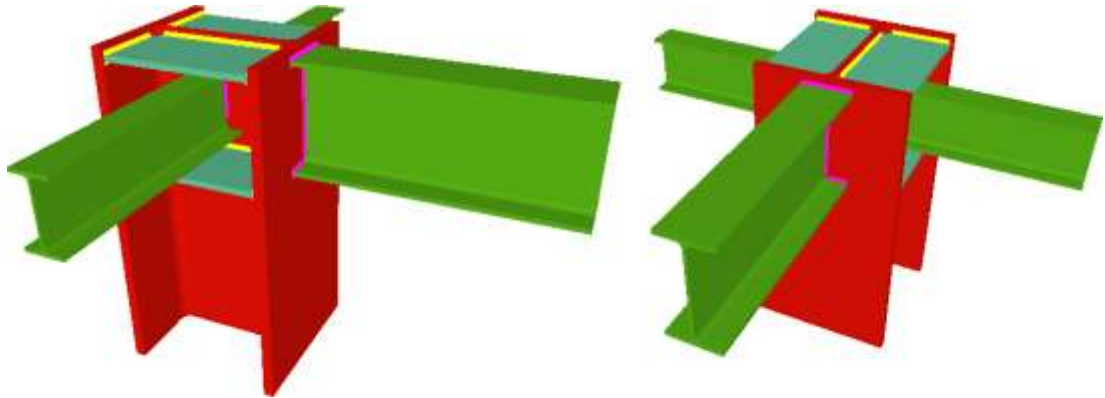


Figura 39. Nudo lateral en cubierta

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga al ala del pilar	61,8	61,8	0,5	107,33
Alma de la viga al ala del pilar	59,7	59,7	10,8	105,37
Ala inferior de la viga al ala del pilar	73,2	73,2	0,5	127,08
Rigidizador superior a las alas del pilar	12,9	12,9	0,0	22,63
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	11,1	19,23
Rigidizador inferior a las alas del pilar	17,1	17,1	0,0	29,91
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	11,1	19,23
Alma de la viga a un lado del pilar	33,8	33,8	0,9	58,85
Alma de la viga al otro lado del pilar	37,3	37,3	0,9	64,91

Tabla 67. Nudo lateral en cubierta

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.6.4.2 NUDO EN LA ENTREPLANTA

Utilizaremos los valores tensionales que nos da el Cype para cada una de las soldaduras de la unión y comprobar que cumple la normativa del CTE.

#### 3.6.4.2.1 NUDO EN PILAR CENTRAL

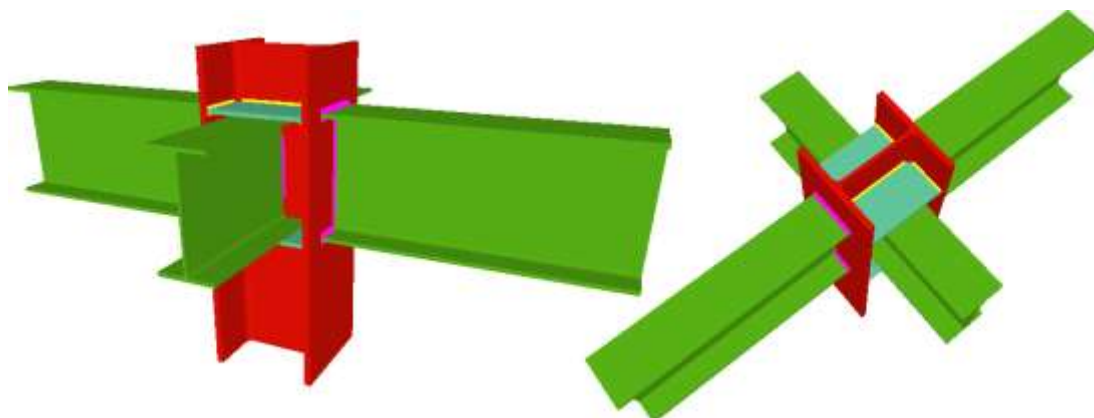


Figura 40. Nudo central de entreplanta

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Rigidizador superior a las alas del pilar	179,6	179,6	0,1	311,36
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	27,4	47,46
Rigidizador inferior a las alas del pilar	182,8	128,8	0,1	223,50
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	27,4	47,46
Ala superior de la viga izquierda al ala del pilar	184,6	184,6	0,1	320,03
Alma de la viga izquierda al ala del pilar	143,3	143,3	100,7	303,59
Ala inferior de la viga izquierda al ala del pilar	186,9	186,9	0,1	324,01



Ala superior de la viga derecha al ala del pilar	140,6	140,6	0,2	243,82
Alma de la viga derecha al ala del pilar	106,1	106,1	68,9	219,36
Ala inferior de la viga derecha al ala del pilar	142,1	142,1	0,0	246,41
Alma de la viga a un lado del pilar	1,5	1,5	1,0	3,35
Alma de la viga al otro lado del pilar	2,3	2,3	6,0	11,23

Tabla 68. Nudo central de entreplanta

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.6.4.2.2 NUDO EN LA ESQUINA

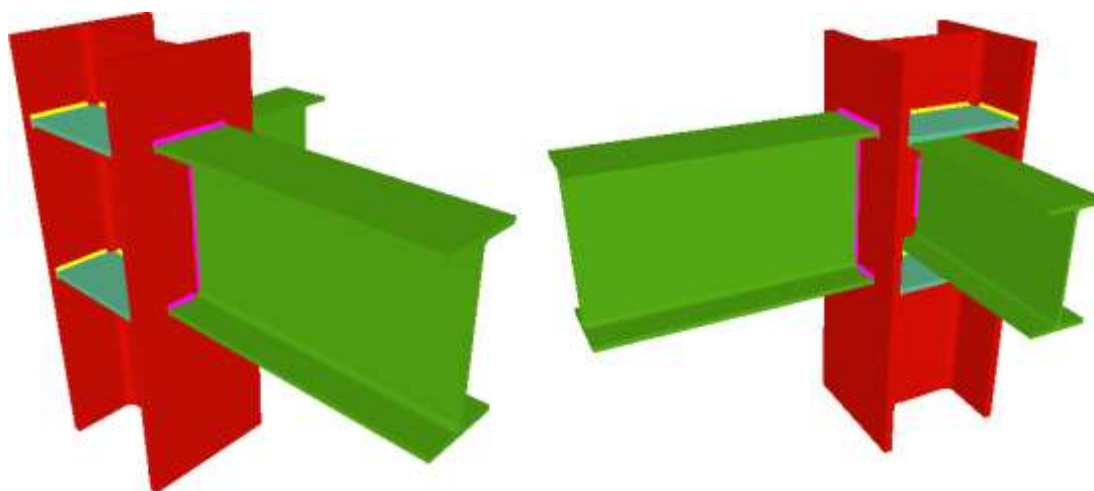


Figura 50. Nudo de esquina de entreplanta

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2$
Ala superior de la viga al ala del pilar	70,0	70,0	0,0	121,53
Alma de la viga al ala del pilar	59,5	59,5	42,0	126,38

Ala inferior de la viga al ala del pilar	70,2	70,2	0,0	121,88
Rigidizador superior a las alas del pilar	46,7	46,7	0,0	81,17
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	28,2	48,84
Rigidizador inferior a las alas del pilar	46,9	46,9	0,0	81,52
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	28,2	48,84
Alma de la viga al alma del pilar	3,3	3,3	0,6	6,09

Tabla 69. Nudo central de entreplanta

$$\overline{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

### 3.6.4.2.3 NUDO EN LA CARA

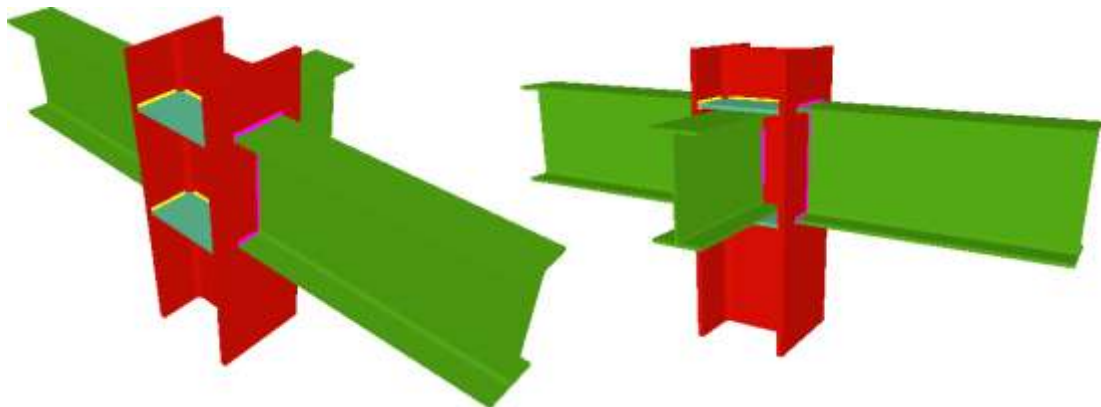


Figura 51. Nudo lateral de entreplanta

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\overline{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga al ala del pilar	70,0	70,0	0,0	121,53
Alma de la viga al ala del pilar	59,5	59,5	42,0	126,38

Ala inferior de la viga al ala del pilar	70,2	70,2	0,0	121,88
Rigidizador superior a las alas del pilar	46,7	46,7	0,0	81,17
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	28,2	48,84
Rigidizador inferior a las alas del pilar	46,9	46,9	0,0	81,52
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	28,2	48,84
Alma de la viga al alma del pilar	3,3	3,3	0,6	6,09

Tabla 70. Nudo lateral de entreplanta

$$\overline{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

### 3.7 CÁLCULOS DE CRUCES DE SAN ANDRES

Entre los dos primeros pórticos y los dos últimos pórticos pertenecientes a la nave de este proyecto, existen arriostramientos mediante Cruces de San Andrés, para impedir desplazamiento longitudinal de la estructura cuando el viento incida sobre las caras de la nave.

El paquete de cálculo de estructura de Cype, nos calcula las tensiones axiales a las que están sometidos los tirantes que forman las Cruces de San Andrés. Utilizaremos los valores que nos ofrece el programa para realizar la correspondiente comprobación de resistencia a tracción con el CTE.

Como todos los tirantes son de la misma sección, realizaremos la comprobación del CTE con el tirante que sufre mayor esfuerzo axial.

$$N_{max} = 102 \text{ N}$$

EL arriostramiento está colocado tanto en cubierta como en los laterales, trabajando únicamente a tracción, así pues, según es apartado 6.2.3 de CTE-DB-SE-A, la resistencia de las secciones a tracción se comprobará con la expresión 7.1.

$$N_{max} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \quad (7.1)$$

Donde:

$$A = \pi \cdot \frac{\Phi}{2}^2 \quad (7.2)$$

$$N_{pl,Rd} = \pi \frac{6 \text{ mm}^2}{2} \cdot 261,90 \text{ N mm}^2 = 7.405 \text{ N}$$

$$N_{max} < N_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

A; Área de sección circular del perfil, cuyo diámetro es de 6 mm.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

### 3.8 CÁLCULO DE LAS PLACAS DE ANCLAJE

Para los pilares de toda la estructura de la nave se ha seleccionado 8 tipo de placas de anclaje que podemos diferenciar en la figura 52.

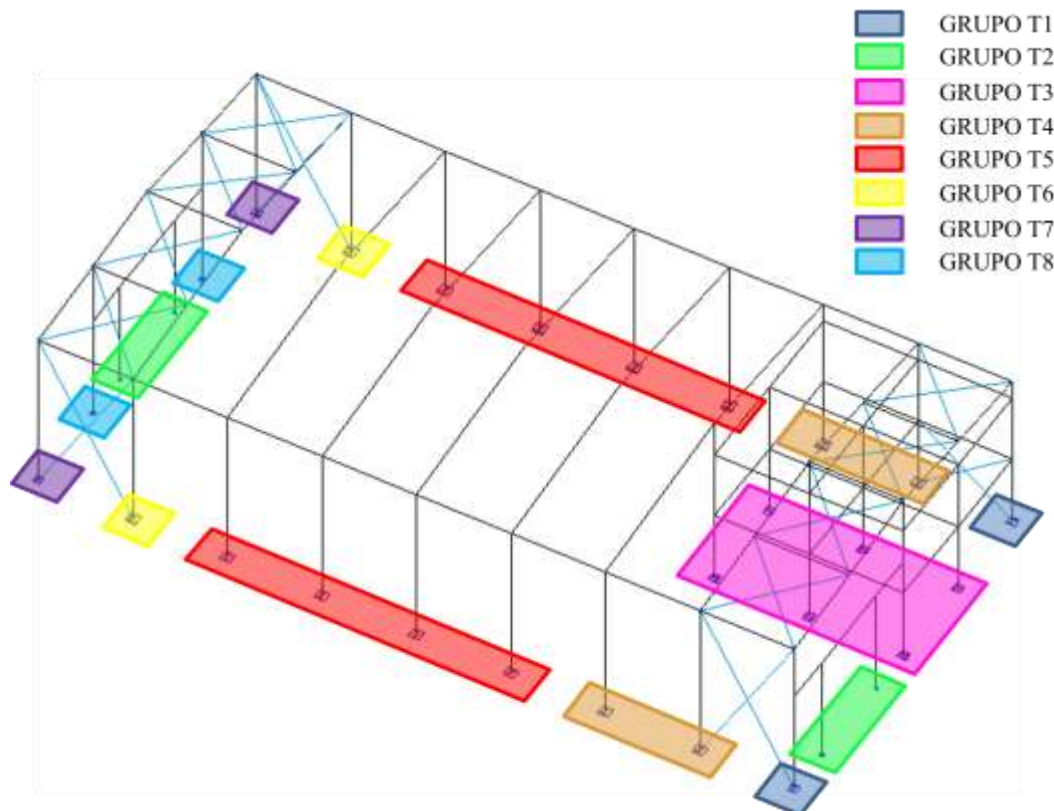


Figura 52. Tipos de placas de anclaje

### 3.8.1 PLACAS DE ANCLAJE T1

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.

Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_f = 5,91 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fy} = 0,21 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fz} = 5,91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 4,503 \text{ kN} \quad V_y = 4,499 \text{ kN} \quad V_z = 0,190 \text{ kN}$$

$$N = 48,027 \text{ kN}$$

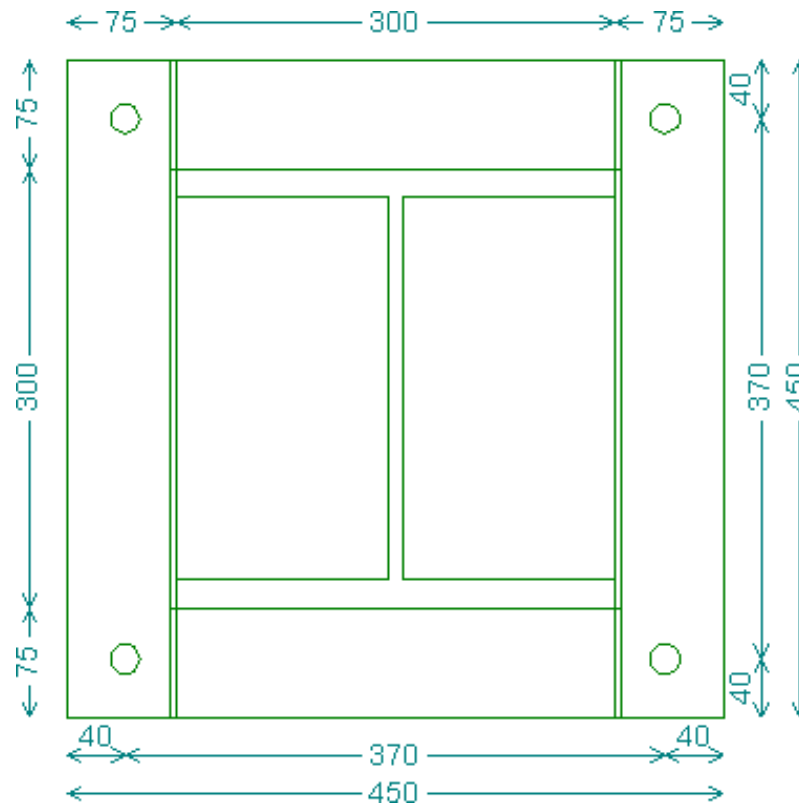


Figura 53. Placa T1

- La placa base tendrá un espesor de 18 mm
- 4 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 20 mm
  - Longitud de anclaje 600 mm.
- 2 rigidizadores paralelos al alma del perfil
  - Espesor 5 mm
  - Altura 100 mm
  - Borde 30 mm
- Zapata 215x215x70 cm, de HA 25

### 3.8.1.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

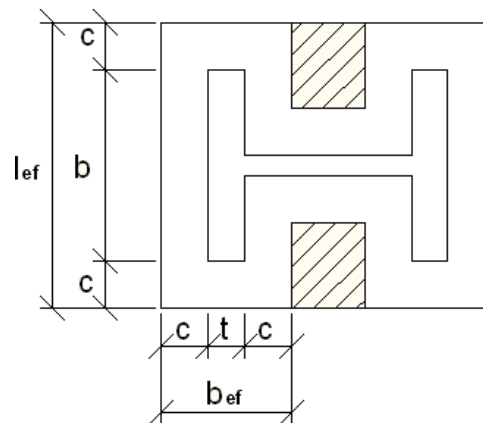


Figura 54. Parámetros eficaces

$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 18 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 300 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 19 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.

$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\sqrt{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{\sqrt{1150 \cdot 1150}}{450 \cdot 450} = 2,6$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 450x450 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 700 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
1150	1150

Tabla 71. Dimensiones del área portante equivalente



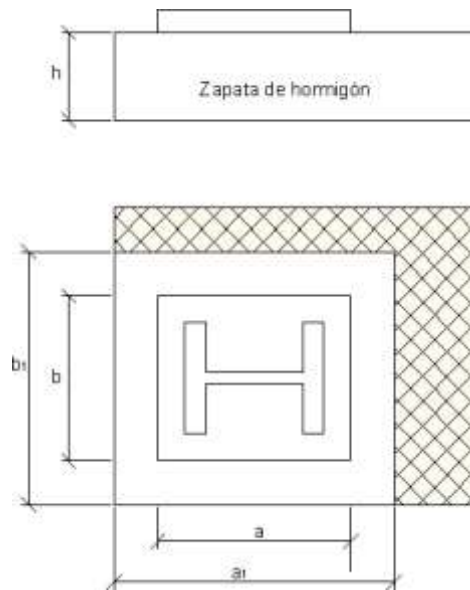


Figura 55. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2 \cdot 3 \cdot 2,6 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 43,3 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 18 \frac{261,90}{3 \cdot 43,3} = 25,56 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 19 \text{ mm} = 70,12 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 300 \text{ mm} = 351,12 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 1066069 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 48.027 N

Según el apartado 3 del anexo 19 del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE. Para determinar si se trata de un caso de compresión compuesta debe cumplir la expresión 8.7 o flexión compuesta si se cumple la expresión 8.8 siendo “e” la excentricidad mecánica que se obtiene de la expresión 8.6.

$$e = \frac{M_f}{N} \quad (8.6)$$

$$\text{Compresión compuesta, } e \leq \frac{a}{6} \quad (8.7)$$

$$\text{Flexión compuesta, } e > \frac{a}{6} \quad (8.8)$$

$$e = \frac{5910000}{48027} = \frac{M_f}{N} = 123 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{450}{6} = 75 \text{ mm}$$

Al tratarse de un caso de flexión compuesta, se ha de obtener el esfuerzo de tracción que absorbe el perno de anclaje y la tensión de compresión que existe en la superficie del hormigón, para ello se debe emplear las ecuaciones de equilibrio.

Para ahorrarnos deducir las ecuaciones de equilibrio de la figura, la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE ha desarrollado el Modelo simplificado para gran excentricidad. Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N \cdot 0,5a - d}{a \cdot b \cdot 0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N \cdot 0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -48027 + \frac{5910000 + 48027 \cdot 0,5 \cdot 450 - 40}{0,875 \cdot 450 - 40} = 6204 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4 \cdot 5910000 + 48027 \cdot 0,5 \cdot 450 - 40}{450 \cdot 450 \cdot 0,875 \cdot 450 - 40} = 0,82 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 450x450 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 40 mm.

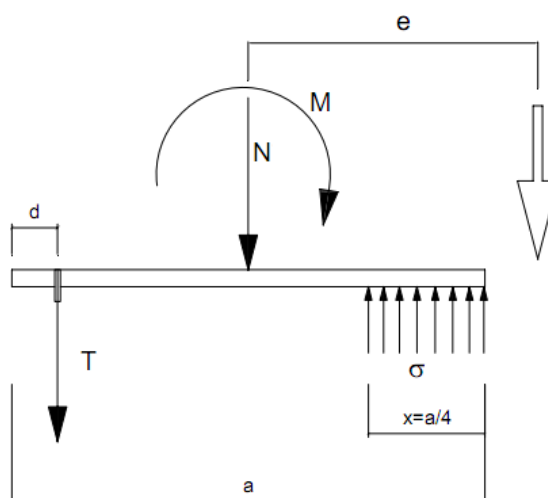


Figura 56. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.1.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 4 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 20 mm, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, el área resistente para un perno de 20 mm, es de  $A_s = 245 \text{ mm}^2$
- Longitud de anclaje 600 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de  $240 \text{ N/mm}^2$ .

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de  $400 \text{ N/mm}^2$ .

$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

### 3.8.1.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 6204 \text{ N}$$

Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\varnothing \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_S \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$

$$\varnothing = \frac{4 \cdot 6204}{4 \cdot \pi \cdot 320} = 2,28 \text{ mm}$$

$\varnothing < 20 \text{ mm}$ .....CUMPLE

$$A_S = \frac{3,3}{1000} \cdot 450 \cdot 450 = 668,25 \text{ mm}^2$$

$A_S < 4 \cdot 245 = 980 \text{ mm}^2$ .....CUMPLE

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, de 245 mm

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 450x450 mm

### 3.8.1.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro término la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta última del subapartado a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 48027 = 14408 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 48.027 N

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 550 \cdot 450}{1,25} = 63.360 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 245 mm<sup>2</sup>.

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5 f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 450}{1,25} = 198.000 \text{ N}$$

Siendo:

$A$ ; Área resistente a tracción del perno, de 245 mm<sup>2</sup>.

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} = 14408 + 4 \cdot 63360 = 267848 \text{ N}$$

$$V < F_{V,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$V$ ; Cortante máximo que existe en la placa, de 4.503 N

Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 4 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 450}{1,25} = 712800 \text{ N}$$

$$N < F_{t,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$N$ ; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 48.027 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{4503}{267848} + \frac{6204}{1,4 \cdot 712800} = 0,023$$

$$0,023 < 1 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 4503 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axil de cálculo por tornillo,  $T = 6204 \text{ N}$

### 3.8.1.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.



$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing \quad (8.22)$$

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_S \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{48027 \text{ N}}{192 \text{ N mm}^2} = 250 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_S = 4 \cdot 245 = 980 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 = 1,2 \cdot 20^2 = 480 \text{ mm}$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing = \frac{400}{20} \cdot 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 480 \cdot 1 \cdot \frac{250}{980} = 123 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} < L \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 600 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axil sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de 192  $\text{N mm}^2$

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 245  $\text{mm}^2$ .

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.1.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES

Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{18^2 \cdot 250}{4} = 20250 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{0,82 \cdot 450}{4} \frac{3 \cdot 450}{8} - \frac{300}{2} = 1730 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al no cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , se debe de colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 18 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$a$ ; Lado de la basa, de 450 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,82 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$

Resumen:

$$l = \frac{b-h}{2} = \frac{450-300}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{0,82 \cdot 75^2}{2} = 2306 \text{ N}$$

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} = \frac{6 \cdot 2306}{250} = 7,43 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 18 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$b$ ; Lado de la basa, de 450 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,82 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de los rigidizadores se obtiene con la expresión 8.30.

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} \quad (8.30)$$

Donde

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} \quad (8.31)$$

Resumen:

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} = \frac{0,82 \cdot 450 \cdot 450}{8} = 20756 \text{ N}$$

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} = \frac{2 \cdot 20756}{328 \cdot 450 - 300} = 0,84 \text{ mm}$$

$t_R > e_R$ .....CUMPLE

Siendo:

$t_R$ ; Espesor de los rigidizadores, de 5 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$a$  y  $b$ ; Lados de la basa, de 450x450 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,82 \text{ N mm}^2$

$f_{ud}$ ; Resistencia última de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,25$

$$f_{yd} = \frac{410}{1,25} = 328 \text{ N } mm^2$$

### 3.8.2 PLACAS DE ANCLAJE T2

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.

Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_f = 0 \text{ kN} \cdot m$$

$$V = 0 \text{ kN}$$

$$N = 1,06 \text{ kN}$$

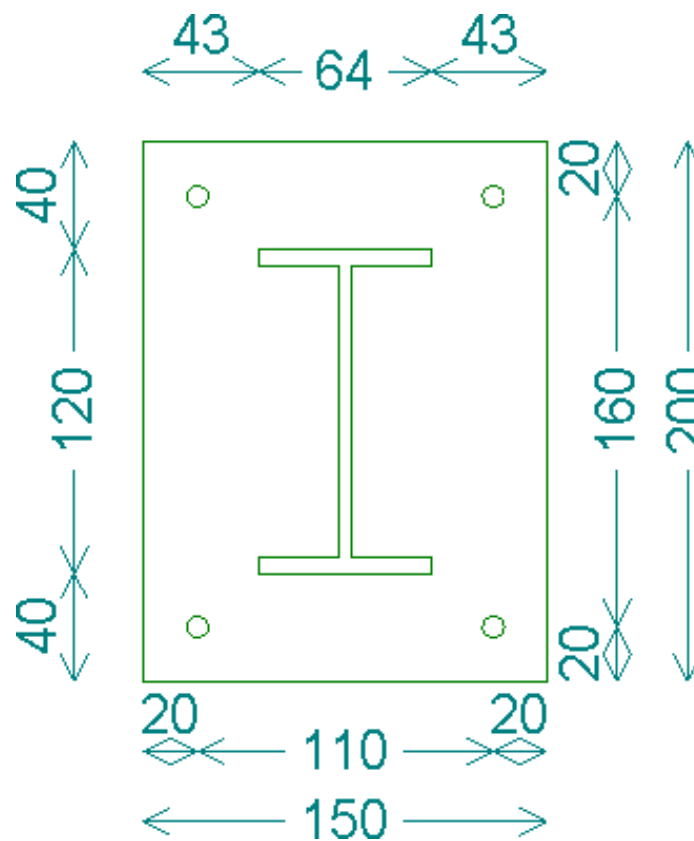


Figura 57. Placa T2

- La placa base tendrá un espesor de 7 mm
- 4 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 8 mm
  - Longitud de anclaje 300 mm.
- Zapata 70x70x40 cm, de HA 25

### 3.8.2.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

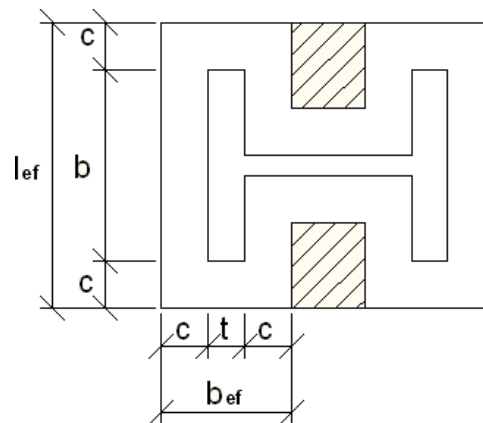


Figura 58. Parámetros eficaces

$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 7 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 64 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 6,3 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.

$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\overline{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{600 \cdot 550}{200 \cdot 150} = 3,3$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 200x150 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 400 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
600	550

Tabla 72. Dimensiones del área portante equivalente

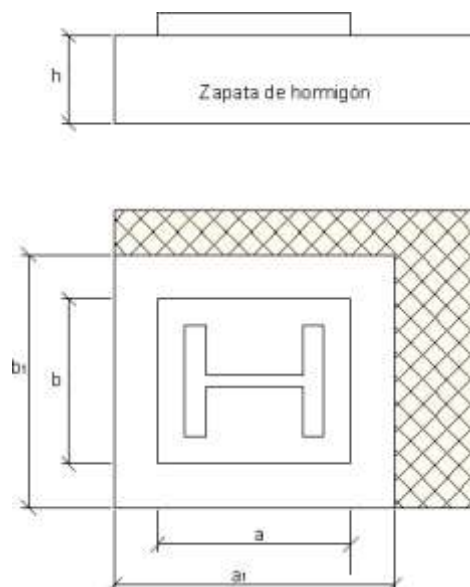


Figura 59. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.



$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2 \cdot 3 \cdot 3,3 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 55 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 7 \frac{261,90}{3 \cdot 55} = 8,82 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 6,3 \text{ mm} = 23,94 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 300 \text{ mm} = 81,64 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 107.495 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 1.060 N

Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N \cdot 0,5a - d}{a \cdot b \cdot 0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N \cdot 0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -1060 + \frac{0 + 1060 \cdot 0,5 \cdot 200 - 20}{0,875 \cdot 200 - 20} = 512,9 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4 \cdot 0 + 1060 \cdot 0,5 \cdot 200 - 20}{200 \cdot 150} = 0,16 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 200x150 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 20 mm.

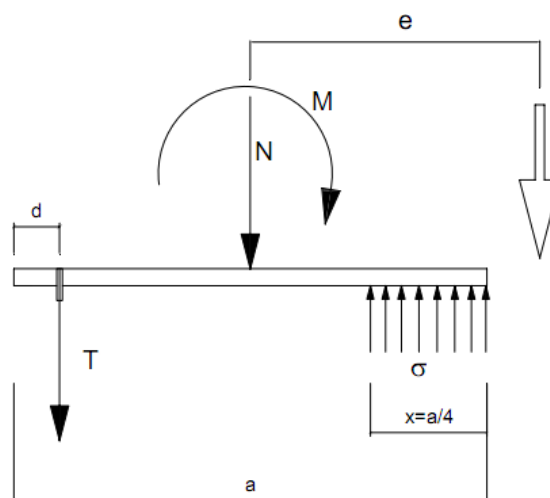


Figura 60. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.2.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 4 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 8 mm
- Longitud de anclaje 300 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 240 N/mm<sup>2</sup>.

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

### 3.8.2.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 512,9 \text{ N}$$

Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\varnothing \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_S \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$

$$\varnothing = \frac{4 \cdot 512,9}{4 \cdot \pi \cdot 320} = 0,71 \text{ mm}$$

$$\varnothing < 8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$A_S = \frac{3,3}{1000} \cdot 200 \cdot 150 = 99 \text{ mm}^2$$

$$A_S < n \cdot \frac{\pi \varnothing^2}{4} = 4 \cdot 50,2 = 201 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$$A_S; \text{ Área resistente a tracción del perno, según } A_S = \frac{\pi \varnothing^2}{4} = 50,2 \text{ mm}^2$$

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 200x150 mm

### 3.8.2.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro término la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta última del subapartado a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 1060 = 318 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 48.027 N

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 550 \cdot 50}{1,25} = 7.040 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, de  $\frac{\pi\phi^2}{4} = 50 \text{ mm}^2$

$\alpha_b = 0,44 - 0,0003f_{yb}$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 50}{1,25} = 22.000 \text{ N}$$

Siendo:

$A_s$ ; Área resistente a tracción del perno, de  $\frac{\pi\phi^2}{4} = 50 \text{ mm}^2$

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} = 318 + 4 \cdot 7040 = 28478 \text{ N}$$

$V < F_{V,Rd}$ .....CUMPLE

Siendo:

$V$ ; Cortante máximo que existe en la placa, de 0 N

Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 4 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 50}{1,25} = 79200 \text{ N}$$

$N < F_{t,Rd}$ .....CUMPLE

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, de  $\frac{\pi\phi^2}{4} = 50 \text{ mm}^2$

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$N$ ; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 1060 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{0}{28478} + \frac{513}{1,4 \cdot 79200} = 0,004$$

0,004 < 1.....CUMPLE

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 0 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axil de cálculo por tornillo,  $T = 513 \text{ N}$

### 3.8.2.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$l_{b,neta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \quad (8.22)$$

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{1060 \text{ N}}{192 \text{ N mm}^2} = 5,52 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s = 4 \cdot 50 = 200 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 1,2 \cdot 8^2 = 76,8 \text{ mm}$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = \frac{400}{20} \cdot 8 = 160 \text{ mm}$$

$$l_{b,neta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 160 \cdot 1 \cdot \frac{5,52}{200} = 4,42 \text{ mm}$$

$$l_{b,neta} < L \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 300 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axil sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de  $192 \text{ N mm}^2$

$A_s$ ; Área resistente a tracción del perno, de  $\frac{\pi\phi^2}{4} = 50 \text{ mm}^2$

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.2.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES



Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{8^2 \cdot 250}{4} = 4000 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{0,16 \cdot 200}{4} \frac{3 \cdot 200}{8} - \frac{120}{2} = 120 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , no estamos obligados a colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 18 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$a$ ; Lado de la basa, de 450 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,82 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$

Resumen:

$$l = \frac{b-h}{2} = \frac{150-120}{2} = 15$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{0,16 \cdot 15^2}{2} = 18$$

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} = \frac{\overline{6 \cdot 18}}{250} = 0,66 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 8 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil IPE 120

$b$ ; Lado de la basa, de 150 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,16 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

### 3.8.3 PLACAS DE ANCLAJE T3

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.

Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_f = 9,89 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fy} = 9,77 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fz} = 1,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 8,175 \text{ kN} \quad V_y = 0,657 \text{ kN} \quad V_z = 8,149 \text{ kN}$$

$$N = 72,220 \text{ kN}$$

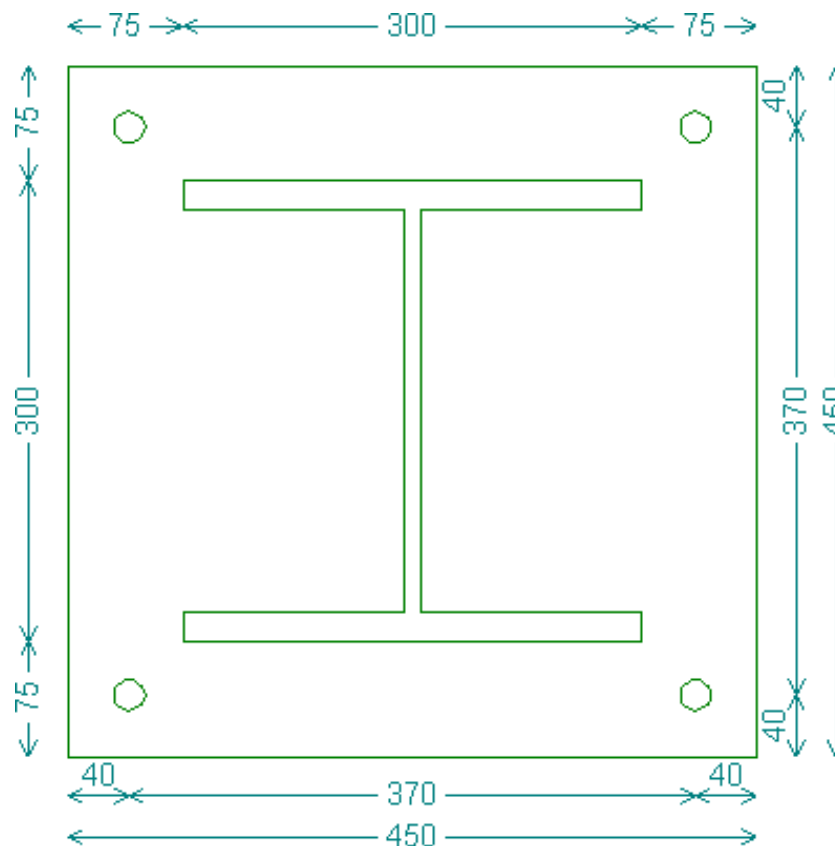


Figura 61. Placa T3

- La placa base tendrá un espesor de 18 mm
- 4 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 20 mm
  - Longitud de anclaje 300 mm.
- Zapata 135x135x40 cm, de HA 25

### 3.8.3.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

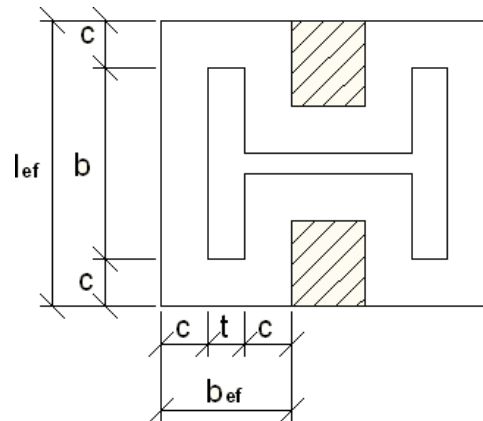


Figura 62. Parámetros eficaces

$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 18 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 300 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 19 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.

$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\overline{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{\overline{850 \cdot 850}}{450 \cdot 450} = 1,9$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 450x450 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 400 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
850	850

Tabla 73. Dimensiones del área portante equivalente

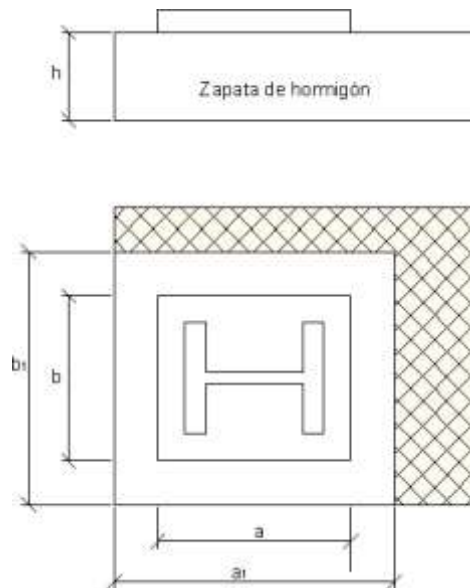


Figura 63. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2 \cdot 3 \cdot 1,9 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 31,7 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 18 \frac{261,90}{3 \cdot 31,7} = 29,87 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 19 \text{ mm} = 78,74 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 300 \text{ mm} = 359,74 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 897.931 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 72.220 N

Según el apartado 3 del anexo 19 del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE. Para determinar si se trata de un caso de compresión compuesta debe cumplir la expresión 8.7 o flexión compuesta si se cumple la expresión 8.8 siendo “e” la excentricidad mecánica que se obtiene de la expresión 8.6.

$$e = \frac{M_f}{N} \tag{8.6}$$

$$\text{Compresión compuesta, } e \leq \frac{a}{6} \tag{8.7}$$

$$\text{Flexión compuesta, } e > \frac{a}{6} \tag{8.8}$$

$$e = \frac{M_f}{N} = \frac{9890000}{72220} = 137 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{450}{6} = 75 \text{ mm}$$

Al tratarse de un caso de flexión compuesta, se ha de obtener el esfuerzo de tracción que absorbe el perno de anclaje y la tensión de compresión que existe en la superficie del hormigón, para ello se debe emplear las ecuaciones de equilibrio.

Para ahorrarnos deducir las ecuaciones de equilibrio de la figura, la Universidad de Castilla-la Mancha basándose en el CTE ha desarrollado el Modelo simplificado para gran excentricidad. Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N \cdot 0,5a - d}{a \cdot b \cdot 0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N \cdot 0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -72220 + \frac{9890000 + 72220 \cdot 0,5 \cdot 450 - 40}{0,875 \cdot 450 - 40} = 6493 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4 \cdot 9890000 + 72220 \cdot 0,5 \cdot 450 - 40}{450 \cdot 450 \cdot 0,875 \cdot 450 - 40} = 1,30 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 450x450 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 40 mm.



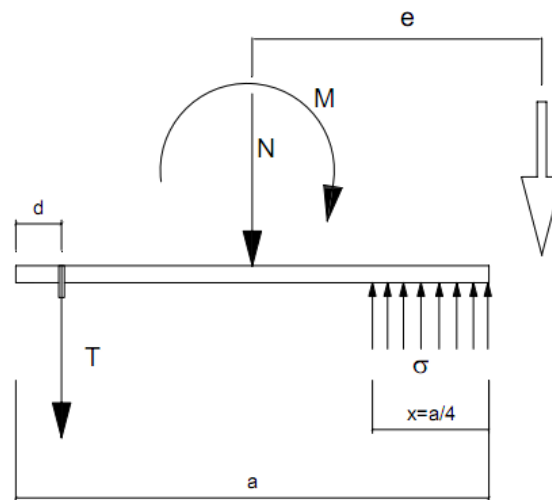


Figura 64. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.3.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 4 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 20 mm, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, el área resistente para un perno de 20 mm, es de  $A_s = 245 \text{ mm}^2$
- Longitud de anclaje 300 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 240 N/mm<sup>2</sup>.

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

### 3.8.3.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 6493 \text{ N}$$

Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\phi \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_S \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$

$$\varnothing = \frac{4 \cdot 6493}{4 \cdot \pi \cdot 320} = 2,54 \text{ mm}$$

$\varnothing < 20 \text{ mm}$ .....CUMPLE

$$A_s = \frac{3,3}{1000} \cdot 450 \cdot 450 = 668,25 \text{ mm}^2$$

$A_s < 4 \cdot 245 = 980 \text{ mm}^2$ .....CUMPLE

Siendo:

$A_s$ ; Área resistente a tracción del perno, de 245.

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 450x450 mm

### 3.8.3.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro término la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta última del subapartado a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 72220 = 21666 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 72.220N

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 550 \cdot 450}{1,25} = 63.360 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 245 mm<sup>2</sup>.

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003f_{yb}$$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 450}{1,25} = 198.000 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 245 mm<sup>2</sup>.

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} = 21666 + 4 \cdot 63360 = 275106 \text{ N}$$

$$V < F_{V,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

V; Cortante máximo que existe en la placa, de 8.175 N

Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 4 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 450}{1,25} = 712800 \text{ N}$$

$$N < F_{t,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

n; Número de pernos, es este caso es 4.

N; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 72.220 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{8175}{275106} + \frac{6493}{1,4 \cdot 712800} = 0,036$$

$$0,036 < 1 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 8.175 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axial de cálculo por tornillo,  $T = 6493 N$

### 3.8.3.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$l_{b,meta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing \quad (8.22)$$

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{72220 N}{192 N/mm^2} = 376 mm^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s = 4 \cdot 245 = 980 mm^2$$

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 = 1,2 \cdot 20^2 = 480 mm$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing = \frac{400}{20} \cdot 20 = 400 mm$$

$$l_{b,meta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 480 \cdot 1 \cdot \frac{376}{980} = 184 mm$$

$l_{b,neto} < L$ .....CUMPLE

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 300 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axil sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de  $192 \text{ N mm}^2$

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de  $245 \text{ mm}^2$ .

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.3.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES

Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{18^2 \cdot 250}{4} = 20.250 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{1,30 \cdot 450}{4} \frac{3 \cdot 450}{8} - \frac{300}{2} = 2.742 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , no es obligatorio colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 18 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$a$ ; Lado de la basa, de 450 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,82 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$



Resumen:

$$l = \frac{b - h}{2} = \frac{450 - 300}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{1,30 \cdot 75^2}{2} = 3656 \text{ N}$$

$$e = \frac{6M}{f_{yd}} = \frac{6 \cdot 3656}{250} = 9,36 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 18 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$b$ ; Lado de la basa, de 450 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,82 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

### 3.8.4 PLACAS DE ANCLAJE T4

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.

Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_f = 6,64 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fy} = 3,07 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fz} = 5,89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 4,599 \text{ kN} \quad V_y = 4,443 \text{ kN} \quad V_z = 1,191 \text{ kN}$$

$$N = 72,220 \text{ kN}$$

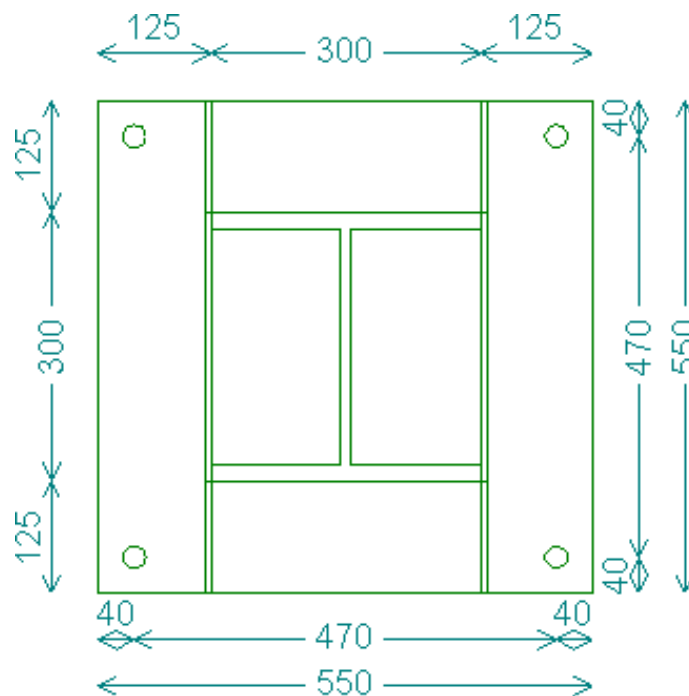


Figura 65. Placa T4

- La placa base tendrá un espesor de 20 mm
- 4 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 25 mm
  - Longitud de anclaje 700 mm.
- 2 rigidizadores paralelos al alma del perfil
  - Espesor 7 mm
  - Altura 150 mm
  - Borde 30 mm
- Zapata 265x265x80 cm, de HA 25

### 3.8.4.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el

pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

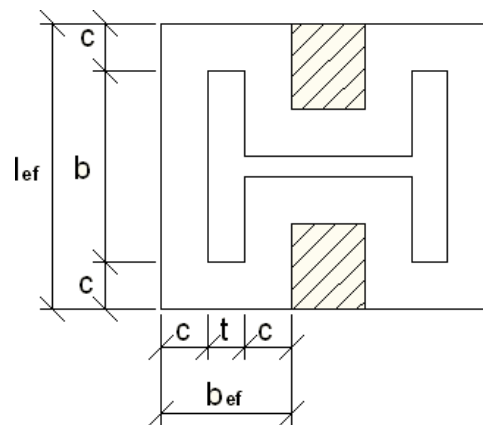


Figura 66. Parámetros eficaces

$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 20 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 300 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 19 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.

$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\overline{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{1350 \cdot 1350}{550 \cdot 550} = 2,4$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 800 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
1350	1350

Tabla 74. Dimensiones del área portante equivalente

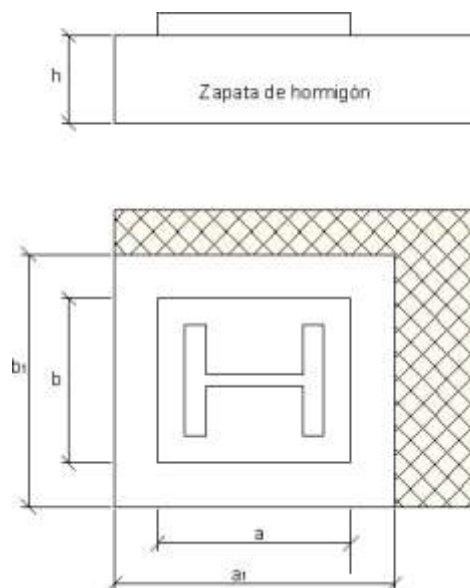


Figura 67. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2,3 \cdot 2,4 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 40 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 20 \frac{261,90}{3 \cdot 40} = 29,55 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 19 \text{ mm} = 78,1 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 300 \text{ mm} = 359,1 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 1121828 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 72.220 N

Según el apartado 3 del anexo 19 del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE. Para determinar si se

trata de un caso de compresión compuesta debe cumplir la expresión 8.7 o flexión compuesta si se cumple la expresión 8.8 siendo “e” la excentricidad mecánica que se obtiene de la expresión 8.6.

$$e = \frac{M_f}{N} \quad (8.6)$$

$$\text{Compresión compuesta, } e \leq \frac{a}{6} \quad (8.7)$$

$$\text{Flexión compuesta, } e > \frac{a}{6} \quad (8.8)$$

$$e = \frac{6640000}{72220} = \frac{M_f}{N} = 91,9 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{550}{6} = 91,7 \text{ mm}$$

Al tratarse de un caso de flexión compuesta, se ha de obtener el esfuerzo de tracción que absorbe el perno de anclaje y la tensión de compresión que existe en la superficie del hormigón, para ello se debe emplear las ecuaciones de equilibrio.

Para ahorrarnos deducir las ecuaciones de equilibrio de la figura, la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE ha desarrollado el Modelo simplificado para gran excentricidad. Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N \cdot 0,5a - d}{a \cdot b \cdot 0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N \cdot 0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -72220 + \frac{6640000 + 72220 \cdot 0,5 \cdot 550 - 40}{0,875 \cdot 550 - 40} = 18709 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4 \cdot 6640000 + 72220 \cdot 0,5 \cdot 550 - 40}{550 \cdot 550} = 0,71 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 40 mm.

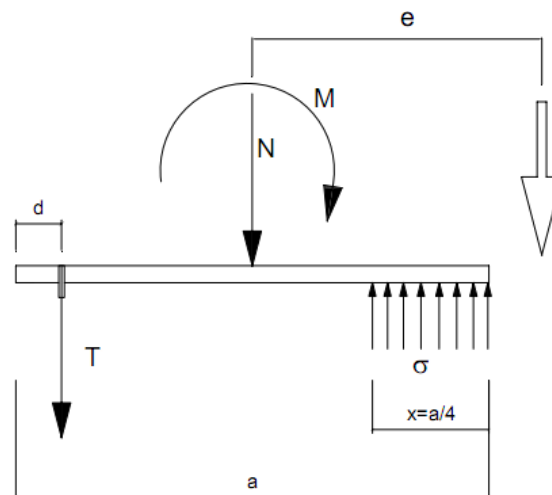


Figura 68. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.4.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 4 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 25 mm, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, el área resistente para un perno de 25 mm, es de  $A_s = 388 \text{ mm}^2$

- Longitud de anclaje 700 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 240 N/mm<sup>2</sup>.

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

#### 3.8.4.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 18709 \text{ N}$$



Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\varnothing \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_S \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$

$$\varnothing = \frac{4 \cdot 18709}{4 \cdot \pi \cdot 320} = 4,31 \text{ mm}$$

$\varnothing < 25 \text{ mm}$ .....CUMPLE

$$A_S = \frac{3,3}{1000} \cdot 550 \cdot 550 = 998,2 \text{ mm}^2$$

$A_S < 4 \cdot 388 = 1552 \text{ mm}^2$ .....CUMPLE

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, de 388

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm

### 3.8.4.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la

resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro termino la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta ultima del subapartados a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 72220 = 21666 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 72.220 N

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 550 \cdot 388}{1,25} = 54630 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 388 mm<sup>2</sup>.

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003f_{yb}$$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 550}{1,25} = 242.000 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 388 mm<sup>2</sup>.

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$\gamma_{M2} = 1,25$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} = 21666 + 4 \cdot 242000 = 989.666 \text{ N}$$

$V < F_{V,Rd}$ .....CUMPLE

Siendo:

$V$ ; Cortante máximo que existe en la placa, de 4.599 N

Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 4 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 550}{1,25} = 871200 \text{ N}$$

$N < F_{t,Rd}$ .....CUMPLE

Siendo:

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$N$ ; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 72.220 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{4599}{989666} + \frac{18709}{1,4 \cdot 871200} = 0,02$$

0,02 < 1.....CUMPLE

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 4599 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axil de cálculo por tornillo,  $T = 18709 \text{ N}$

### 3.8.4.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$l_{b,neta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \quad (8.22)$$

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{72220 \text{ N}}{192 \text{ N mm}^2} = 376 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_S = 4 \cdot 388 = 1552 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 1,2 \cdot 25^2 = 750 \text{ mm}$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = \frac{400}{20} \cdot 25 = 500 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 750 \cdot 1 \cdot \frac{376}{1552} = 182 \text{ mm}$$

$l_{b,neto} < L$ .....CUMPLE

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 700 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axil sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de 192 N mm<sup>2</sup>

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 388 mm<sup>2</sup>.

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.4.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES

Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor

debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{20^2 \cdot 250}{4} = 25000 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{0,71 \cdot 550}{4} \frac{3 \cdot 550}{8} - \frac{300}{2} = 5491 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al no cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , se debe de colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 20 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$a$ ; Lado de la basa, de 550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,71 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$

Resumen:

$$l = \frac{b-h}{2} = \frac{550-300}{2} = 125 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{0,71 \cdot 125^2}{2} = 5547 \text{ N}$$

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} = \frac{6 \cdot 5547}{250} = 11,5 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 20 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$b$ ; Lado de la basa, de 550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,71 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de los rigidizadores se obtiene con la expresión 8.30.

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} \quad (8.30)$$

Donde

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} \quad (8.31)$$

Resumen:

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} = \frac{0,71 \cdot 550 \cdot 550}{8} = 26847 \text{ N}$$

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} = \frac{2 \cdot 26847}{328 \cdot 550 - 300} = 0,65 \text{ mm}$$

$t_R > e_R$ .....CUMPLE

Siendo:

$t_R$ ; Espesor de los rigidizadores, de 7 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$a$  y  $b$ ; Lados de la basa, de 550x550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,71 \text{ N mm}^2$

$f_{ud}$ ; Resistencia última de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,25$

$$f_{yd} = \frac{410}{1,25} = 328 \text{ N mm}^2$$

### 3.8.5 PLACAS DE ANCLAJE T5

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.



Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_{fy} = 19,51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 5,920 \text{ kN}$$

$$N = 20,664 \text{ kN}$$

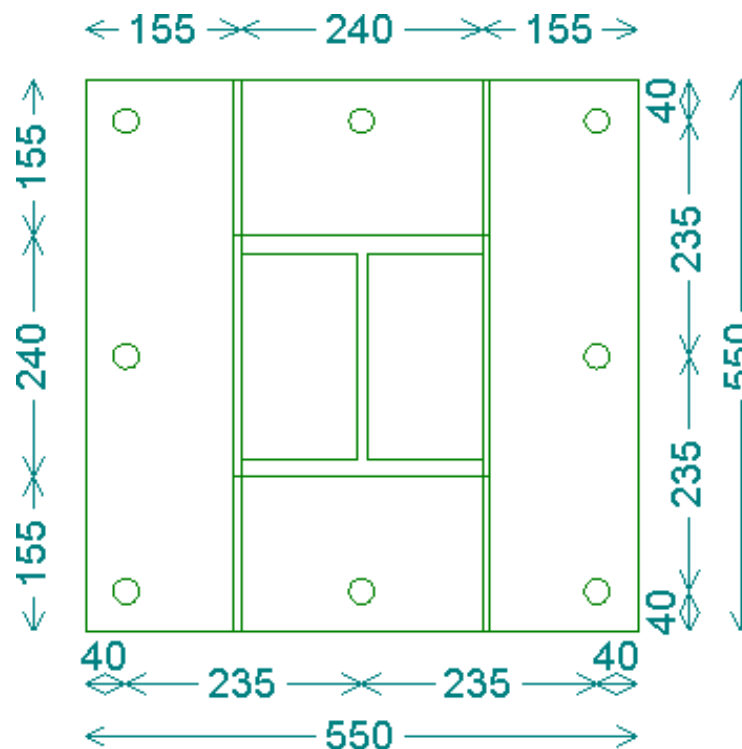


Figura 69. Placa T5

- La placa base tendrá un espesor de 20 mm
- 8 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 25 mm
  - Longitud de anclaje 500 mm.
- 2 rigidizadores paralelos al alma del perfil
  - Espesor 8 mm
  - Altura 150 mm
- Zapata 305x305x65 cm, de HA 25

### 3.8.5.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

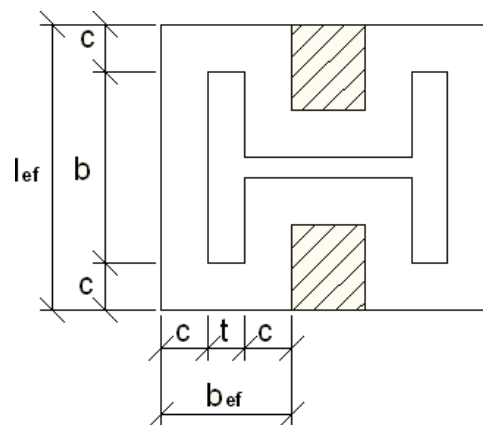


Figura 70. Parámetros eficaces

$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 20 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 240 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 17 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.

$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\sqrt{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{\sqrt{1200 \cdot 1200}}{550 \cdot 550} = 2,2$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 650 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
1200	1200

Tabla 75. Dimensiones del área portante equivalente

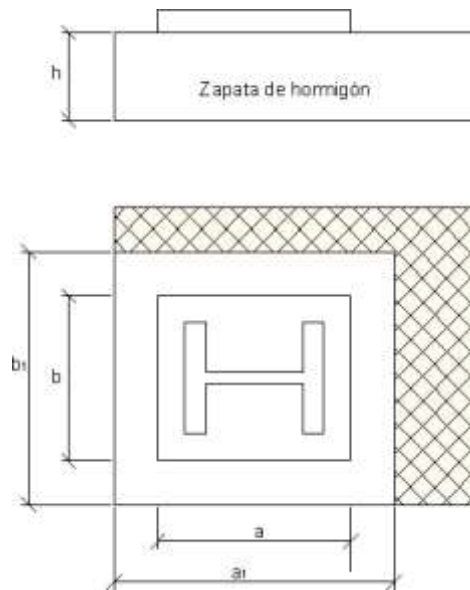


Figura 71. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2 \cdot 3 \cdot 2,2 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 36,7 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 20 \frac{261,90}{3 \cdot 36,7} = 30,86 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 17 \text{ mm} = 78,7 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 240 \text{ mm} = 301,7 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 871457 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 20.664 N

Según el apartado 3 del anexo 19 del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE. Para determinar si se trata de un caso de compresión compuesta debe cumplir la expresión 8.7 o flexión compuesta si se cumple la expresión 8.8 siendo “e” la excentricidad mecánica que se obtiene de la expresión 8.6.

$$e = \frac{M_f}{N} \quad (8.6)$$

$$\text{Compresión compuesta, } e \leq \frac{a}{6} \quad (8.7)$$

$$\text{Flexión compuesta, } e > \frac{a}{6} \quad (8.8)$$

$$e = \frac{19510000}{20664} = \frac{M_f}{N} = 944 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{550}{6} = 91,7 \text{ mm}$$

Al tratarse de un caso de flexión compuesta, se ha de obtener el esfuerzo de tracción que absorbe el perno de anclaje y la tensión de compresión que existe en la superficie del hormigón, para ello se debe emplear las ecuaciones de equilibrio.

Para ahorrarnos deducir las ecuaciones de equilibrio de la figura, la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE ha desarrollado el Modelo simplificado para gran excentricidad. Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N}{a \cdot b} \frac{0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -20664 + \frac{19510000 + 20664}{0,875 \cdot 550 - 40} = 34556 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4}{550 \cdot 550} \frac{19510000 + 20664}{0,875 \cdot 550 - 40} = 0,73 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 40 mm.

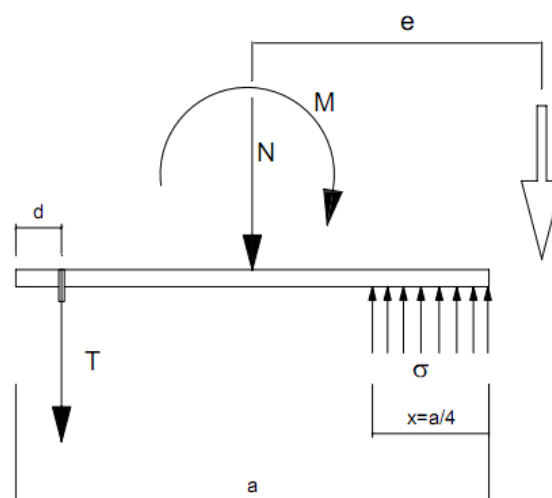


Figura 72. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.5.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 8 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 25 mm, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, el área resistente para un perno de 25 mm, es de  $A_s = 388 \text{ mm}^2$
- Longitud de anclaje 500 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de  $240 \text{ N/mm}^2$ .

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de  $400 \text{ N/mm}^2$ .

$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

### 3.8.5.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 34556 \text{ N}$$

Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\varnothing \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_S \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$

$$\varnothing = \frac{4 \cdot 34556}{8 \cdot \pi \cdot 320} = 4,14 \text{ mm}$$

$\varnothing < 25 \text{ mm}$ .....CUMPLE

$$A_S = \frac{3,3}{1000} \cdot 550 \cdot 550 = 998,2 \text{ mm}^2$$

$A_S < 8 \cdot 388 = 1552 \text{ mm}^2$ .....CUMPLE



Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, de 388

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 8.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm

### 3.8.5.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro término la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta última del subapartado a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 20664 = 6199 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 20664 N

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 550 \cdot 388}{1,25} = 54630 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 388 mm<sup>2</sup>.

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5 f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 388}{1,25} = 242.000 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 388 mm<sup>2</sup>.

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{Vb,Rd} = 6199 + 8 \cdot 242000 = 1942199 \text{ N}$$

$$V < F_{V,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$V$ ; Cortante máximo que existe en la placa, de 5.920 N

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 8.

Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 8 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 388}{1,25} = 1229184 \text{ N}$$

$$N < F_{t,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 8.

$N$ ; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 20.664 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{5920}{1942199} + \frac{34556}{1,4 \cdot 1229184} = 0,023$$

$$0,023 < 1 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 5920 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axil de cálculo por tornillo,  $T = 34556 \text{ N}$

### 3.8.5.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing \quad (8.22)$$

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{20664 \text{ N}}{192 \text{ N mm}^2} = 108 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s = 8 \cdot 388 = 3104 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 = 1,2 \cdot 25^2 = 750 \text{ mm}$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing = \frac{400}{20} \cdot 25 = 500 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 750 \cdot 1 \cdot \frac{108}{3104} = 26 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} < L \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 500 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axil sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 8.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de 192 N mm<sup>2</sup>

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 388 mm<sup>2</sup>.

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.5.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES

Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{20^2 \cdot 250}{4} = 25000 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{0,73 \cdot 550}{4} \frac{3 \cdot 550}{8} - \frac{240}{2} = 8657 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al no cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , se debe de colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 20 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 240

$a$ ; Lado de la basa, de 550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,73 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$

Resumen:

$$l = \frac{b-h}{2} = \frac{550-240}{2} = 155 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{0,73 \cdot 155^2}{2} = 8769 \text{ N}$$

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} = \frac{6 \cdot 8769}{250} = 14,5 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 20 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 240

$b$ ; Lado de la basa, de 550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,73 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de los rigidizadores se obtiene con la expresión 8.30.

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} \quad (8.30)$$

Donde

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} \quad (8.31)$$

Resumen:

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} = \frac{0,73 \cdot 550 \cdot 550}{8} = 27603 \text{ N}$$

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} = \frac{2 \cdot 27603}{328 \cdot 550 - 240} = 0,54 \text{ mm}$$

$t_R > e_R$ .....CUMPLE

Siendo:

$t_R$ ; Espesor de los rigidizadores, de 8 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 240

$a$  y  $b$ ; Lados de la basa, de 550x550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,73 \text{ N mm}^2$

$f_{ud}$ ; Resistencia última de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,25$

$$f_{yd} = \frac{410}{1,25} = 328 \text{ N mm}^2$$

### 3.8.6 PLACAS DE ANCLAJE T6

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.

Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_{fy} = 19,90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 6,039 \text{ kN}$$

$$N = 20,876 \text{ kN}$$

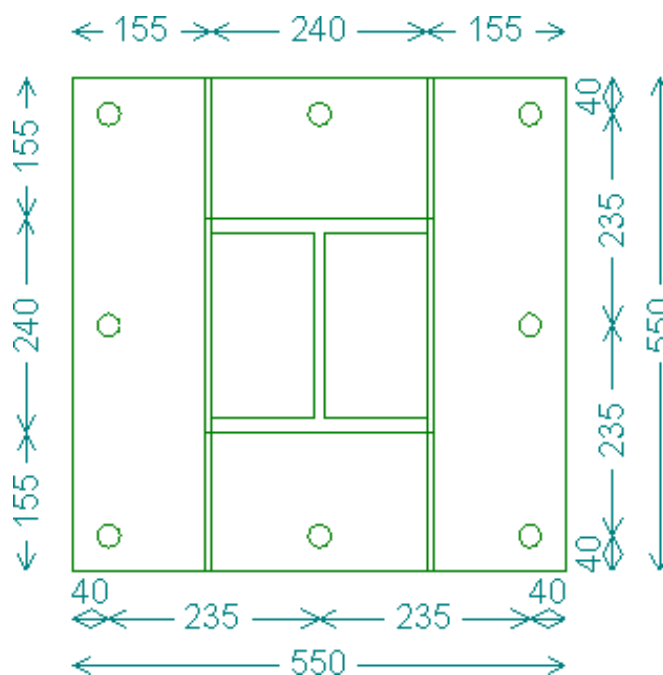


Figura 73. Placa T6



- La placa base tendrá un espesor de 20 mm
- 8 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 25 mm
  - Longitud de anclaje 550 mm.
- 2 rigidizadores paralelos al alma del perfil
  - Espesor 8 mm
  - Altura 150 mm
- Zapata 305x305x65 cm, de HA 25

### 3.8.6.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

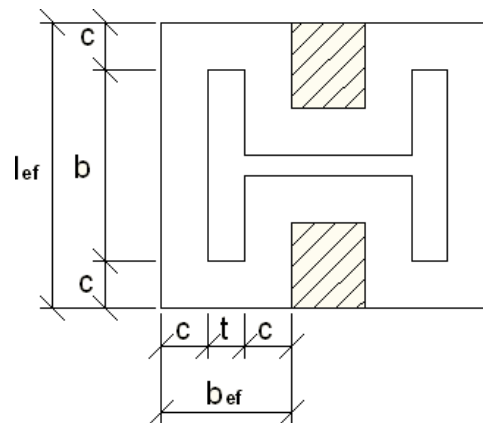


Figura 74. Parámetros eficaces

$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 20 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 240 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 17 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.

$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\sqrt{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{\sqrt{1200 \cdot 1200}}{550 \cdot 550} = 2,2$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 650 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
1200	1200

Tabla 76. Dimensiones del área portante equivalente

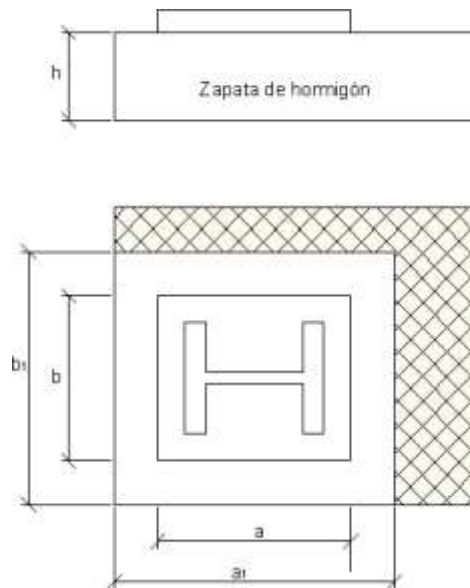


Figura 75. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2,3 \cdot 2,2 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 36,7 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 20 \frac{261,90}{3 \cdot 36,7} = 30,86 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 17 \text{ mm} = 78,7 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 240 \text{ mm} = 301,7 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 871457 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 20.664 N

Según el apartado 3 del anexo 19 del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE. Para determinar si se trata de un caso de compresión compuesta debe cumplir la expresión 8.7 o flexión compuesta si se cumple la expresión 8.8 siendo “e” la excentricidad mecánica que se obtiene de la expresión 8.6.

$$e = \frac{M_f}{N} \tag{8.6}$$

$$\text{Compresión compuesta, } e \leq \frac{a}{6} \tag{8.7}$$

$$\text{Flexión compuesta, } e > \frac{a}{6} \tag{8.8}$$

$$e = \frac{19900000}{20876} = \frac{M_f}{N} = 953 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{550}{6} = 91,7 \text{ mm}$$

Al tratarse de un caso de flexión compuesta, se ha de obtener el esfuerzo de tracción que absorbe el perno de anclaje y la tensión de compresión que existe en la superficie del hormigón, para ello se debe emplear las ecuaciones de equilibrio.

Para ahorrarnos deducir las ecuaciones de equilibrio de la figura, la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE ha desarrollado el Modelo simplificado para gran excentricidad. Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N \cdot 0,5a - d}{a \cdot b \cdot 0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N \cdot 0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -20876 + \frac{19900000 + 20876 \cdot 0,5 \cdot 550 - 40}{0,875 \cdot 550 - 40} = 35341 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4 \cdot 19900000 + 20876 \cdot 0,5 \cdot 550 - 40}{550 \cdot 550 \cdot 0,875 \cdot 550 - 40} = 0,74 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 40 mm.

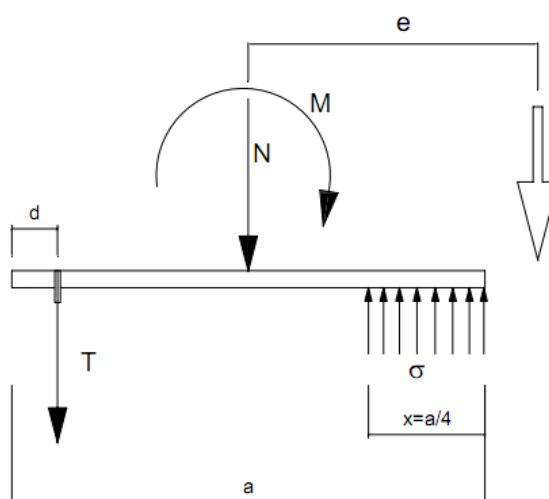


Figura 76. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.6.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 8 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 25 mm, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, el área resistente para un perno de 25 mm, es de  $A_s = 388 \text{ mm}^2$
- Longitud de anclaje 500 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 240 N/mm<sup>2</sup>.

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

### 3.8.6.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 35341 \text{ N}$$

Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\phi \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_s \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$

$$\varnothing = \frac{4 \cdot 35341}{8 \cdot \pi \cdot 320} = 4,19 \text{ mm}$$

$\varnothing < 25 \text{ mm}$ .....CUMPLE

$$A_s = \frac{3,3}{1000} \cdot 550 \cdot 550 = 998,2 \text{ mm}^2$$

$A_s < 8 \cdot 388 = 1552 \text{ mm}^2$ .....CUMPLE

Siendo:

$A_s$ ; Área resistente a tracción del perno, de 388

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 8.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm

### 3.8.6.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro termino la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta ultima del subapartados a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$



$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 20876 = 6263 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 20876 N

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 550 \cdot 388}{1,25} = 54630 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 388 mm<sup>2</sup>.

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003f_{yb}$$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 388}{1,25} = 242.000 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 388 mm<sup>2</sup>.

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} = 6263 + 8 \cdot 242000 = 1942263 \text{ N}$$

$$V < F_{V,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

V; Cortante máximo que existe en la placa, de 6.039 N

n; Número de pernos, para este caso es 8.

Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 8 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 388}{1,25} = 1229184 \text{ N}$$

$$N < F_{t,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

n; Número de pernos, es este caso es 8.

N; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 20.876 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{6039}{1942263} + \frac{35341}{1,4 \cdot 1229184} = 0,023$$

$$0,023 < 1 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 6039 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axial de cálculo por tornillo,  $T = 35341 N$

### 3.8.6.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \quad (8.22)$$

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{20876 N}{192 N \text{ mm}^2} = 108 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s = 8 \cdot 388 = 3104 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 1,2 \cdot 25^2 = 750 \text{ mm}$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = \frac{400}{20} \cdot 25 = 500 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 750 \cdot 1 \cdot \frac{108}{3104} = 26 \text{ mm}$$

$l_{b,neta} < L$ .....CUMPLE

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 550 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axil sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 8.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de  $192 \text{ N mm}^2$

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de  $388 \text{ mm}^2$ .

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.6.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES

Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{20^2 \cdot 250}{4} = 25000 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{0,74 \cdot 550}{4} \frac{3 \cdot 550}{8} - \frac{240}{2} = 8657 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al no cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , se debe de colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 20 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 240

$a$ ; Lado de la basa, de 550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,74 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$

Resumen:

$$l = \frac{b - h}{2} = \frac{550 - 240}{2} = 155 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{0,74 \cdot 155^2}{2} = 8769 \text{ N}$$

$$e = \frac{6M}{f_{yd}} = \frac{6 \cdot 8769}{250} = 14,5 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 20 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 240

$b$ ; Lado de la basa, de 550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,74 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de los rigidizadores se obtiene con la expresión 8.30.

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} \quad (8.30)$$

Donde

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} \quad (8.31)$$

Resumen:

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} = \frac{0,74 \cdot 550 \cdot 550}{8} = 27603 \text{ N}$$

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} = \frac{2 \cdot 27603}{328 \cdot 550 - 240} = 0,54 \text{ mm}$$

$$t_R > e_R \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$t_R$ ; Espesor de los rigidizadores, de 8 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 240

$a$  y  $b$ ; Lados de la basa, de 550x550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,73 \text{ N mm}^2$

$f_{ud}$ ; Resistencia última de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,25$

$$f_{yd} = \frac{410}{1,25} = 328 \text{ N mm}^2$$

### 3.8.7 PLACAS DE ANCLAJE T7

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.

Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_{fy} = 0,26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 0,060 \text{ kN}$$

$$N = 4,887 \text{ kN}$$

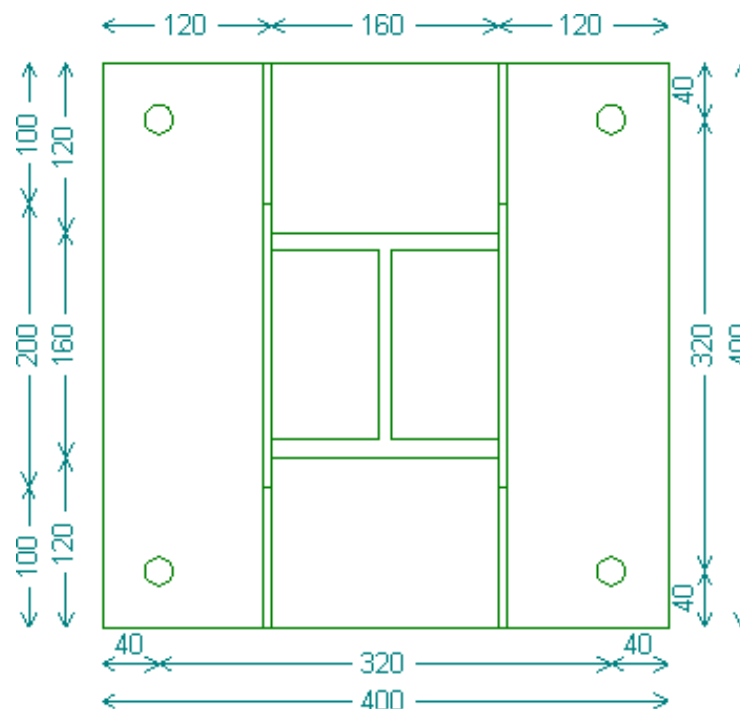


Figura 77. Placa T7

- La placa base tendrá un espesor de 15 mm
- 4 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 20 mm
  - Longitud de anclaje 400 mm.
- 2 rigidizadores paralelos al alma del perfil
  - Espesor 6 mm
  - Altura 100 mm
- Zapata 210x210x50 cm, de HA 25

### 3.8.7.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A,



calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

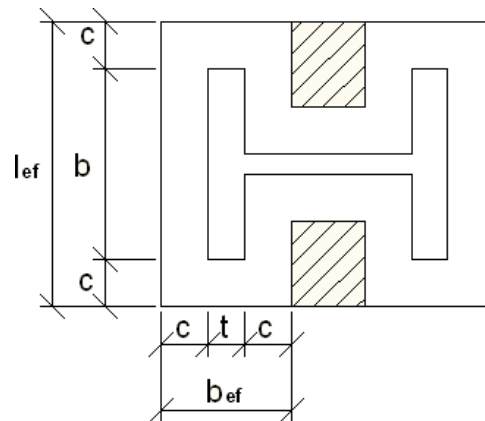


Figura 78. Parámetros eficaces

$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 15 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 160 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 13 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.

$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\overline{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{\overline{900 \cdot 900}}{400 \cdot 400} = 2,2$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 400x400 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 500 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
900	900

Tabla 77. Dimensiones del área portante equivalente

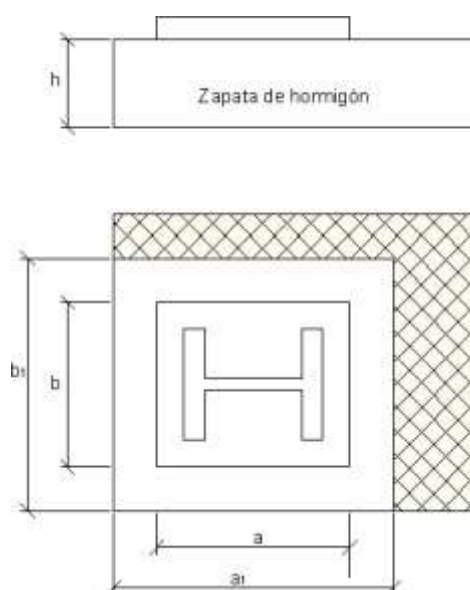


Figura 79. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2,3 \cdot 2,2 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 36,7 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 20 \frac{261,90}{3 \cdot 36,7} = 30,86 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 13 \text{ mm} = 74,7 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 160 \text{ mm} = 221,7 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 607843 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 4.887 N

Según el apartado 3 del anexo 19 del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE. Para determinar si se

trata de un caso de compresión compuesta debe cumplir la expresión 8.7 o flexión compuesta si se cumple la expresión 8.8 siendo “e” la excentricidad mecánica que se obtiene de la expresión 8.6.

$$e = \frac{M_f}{N} \quad (8.6)$$

$$\text{Compresión compuesta, } e \leq \frac{a}{6} \quad (8.7)$$

$$\text{Flexión compuesta, } e > \frac{a}{6} \quad (8.8)$$

$$e = \frac{2600000}{4887} = \frac{M_f}{N} = 532 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{400}{6} = 66,7 \text{ mm}$$

Al tratarse de un caso de flexión compuesta, se ha de obtener el esfuerzo de tracción que absorbe el perno de anclaje y la tensión de compresión que existe en la superficie del hormigón, para ello se debe emplear las ecuaciones de equilibrio.

Para ahorrarnos deducir las ecuaciones de equilibrio de la figura, la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE ha desarrollado el Modelo simplificado para gran excentricidad. Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N \cdot 0,5a - d}{a \cdot b \cdot 0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N \cdot 0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -4887 + \frac{260000 + 4887 \cdot 0,5 \cdot 400 - 40}{0,875 \cdot 400 - 40} = 1526 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4 \cdot 260000 + 4887 \cdot 0,5 \cdot 400 - 40}{400 \cdot 400 \cdot 0,875 \cdot 400 - 40} = 0,08 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 400x400 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 40 mm.

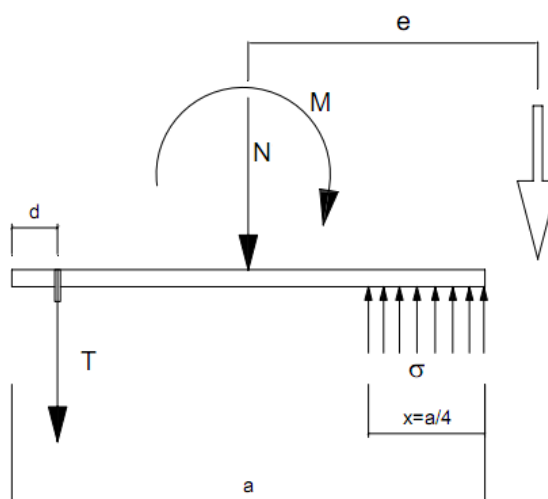


Figura 80. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.7.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 4 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 20 mm, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, el área resistente para un perno de 20 mm, es de  $A_s = 245 \text{ mm}^2$

- Longitud de anclaje 400 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 240 N/mm<sup>2</sup>.

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

### 3.8.7.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 1526 \text{ N}$$

Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\varnothing \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_S \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$

$$\varnothing = \frac{4 \cdot 1526}{4 \cdot \pi \cdot 320} = 1,23 \text{ mm}$$

$\varnothing < 20 \text{ mm}$ .....CUMPLE

$$A_S = \frac{3,3}{1000} \cdot 400 \cdot 400 = 528 \text{ mm}^2$$

$A_S < 4 \cdot 245 = 980 \text{ mm}^2$ .....CUMPLE

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, de 245

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 400x400 mm

### 3.8.7.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la

resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro termino la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta ultima del subapartados a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 4887 = 1466 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 20876 N

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 245}{1,25} = 25088 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 245 mm<sup>2</sup>.

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003f_{yb}$$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.



$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 245}{1,25} = 107800 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 245 mm<sup>2</sup>.

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$\gamma_{M2} = 1,25$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} = 1466 + 4 \cdot 107800 = 432666 \text{ N}$$

$V < F_{V,Rd}$ .....CUMPLE

Siendo:

$V$ ; Cortante máximo que existe en la placa, de 60 N

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.

Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 4 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 245}{1,25} = 388080 \text{ N}$$

$N < F_{t,Rd}$ .....CUMPLE

Siendo:

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

N; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 4.887 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{60}{432666} + \frac{1526}{1,4 \cdot 388080} = 0,003$$

0,003 < 1.....CUMPLE

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 60 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axil de cálculo por tornillo,  $T = 1526$  N

### 3.8.7.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$l_{b,meta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing \quad (8.22)$$

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_S \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{4887 \text{ N}}{192 \text{ N mm}^2} = 25 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_S = 4 \cdot 245 = 980 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 = 1,2 \cdot 20^2 = 480 \text{ mm}$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing = \frac{400}{20} \cdot 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_{b,neta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 480 \cdot 1 \cdot \frac{25}{980} = 12 \text{ mm}$$

$$l_{b,neta} < L \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 400 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axil sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de 192  $\text{N mm}^2$

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 245  $\text{mm}^2$ .

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.7.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES

Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de

empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{15^2 \cdot 250}{4} = 14062 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{0,08 \cdot 400}{4} \frac{3 \cdot 400}{8} - \frac{160}{2} = 560 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al no cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , se debe de colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 15 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 160

$a$ ; Lado de la basa, de 400 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,08 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$

Resumen:

$$l = \frac{b-h}{2} = \frac{400-160}{2} = 120 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{0,08 \cdot 120^2}{2} = 576 \text{ N}$$

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} = \frac{\overline{6 \cdot 576}}{250} = 3,7 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 15 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 160

$b$ ; Lado de la basa, de 400 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,08 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de los rigidizadores se obtiene con la expresión 8.30.

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} \quad (8.30)$$

Donde

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} \quad (8.31)$$

Resumen:

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} = \frac{0,08 \cdot 400 \cdot 400}{8} = 1600 \text{ N}$$

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} = \frac{2 \cdot 1600}{328 \cdot 400 - 160} = 0,04 \text{ mm}$$

$t_R > e_R$ .....CUMPLE

Siendo:

$t_R$ ; Espesor de los rigidizadores, de 6 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 160

$a$  y  $b$ ; Lados de la basa, de 400x400 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,08 \text{ N mm}^2$

$f_{ud}$ ; Resistencia última de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,25$

$$f_{yd} = \frac{410}{1,25} = 328 \text{ N mm}^2$$

### 3.8.8 PLACAS DE ANCLAJE T8

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.

Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_f = 0,51 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fy} = 0,47 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fz} = 0,21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 0,014 \text{ kN} \quad V_y = 0,107 \text{ kN} \quad V_z = 0,048 \text{ kN}$$

$$N = 9,577 \text{ kN}$$

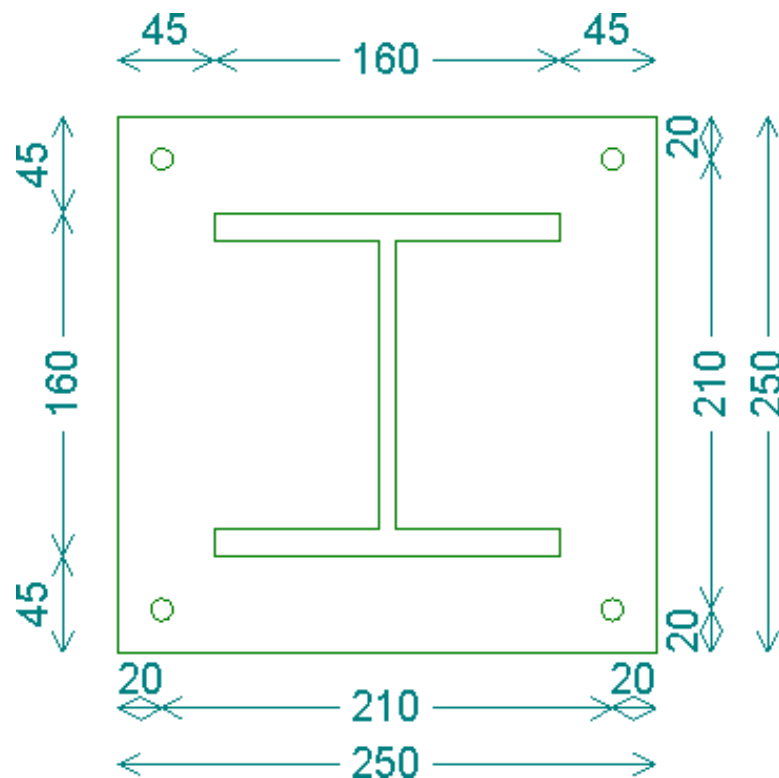


Figura 81. Placa T8

- La placa base tendrá un espesor de 11 mm
- 4 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 10 mm
  - Longitud de anclaje 350 mm.

- Zapata 155x155x45 cm, de HA 25

### 3.8.8.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

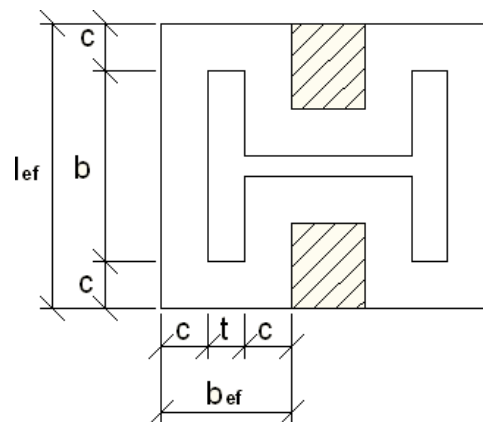


Figura 82. Parámetros eficaces



$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 11 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 160 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 13 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.

$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\sqrt{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{\sqrt{695 \cdot 695}}{250 \cdot 250} = 2,78$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 250x250 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 450 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
695	695

Tabla 78. Dimensiones del área portante equivalente

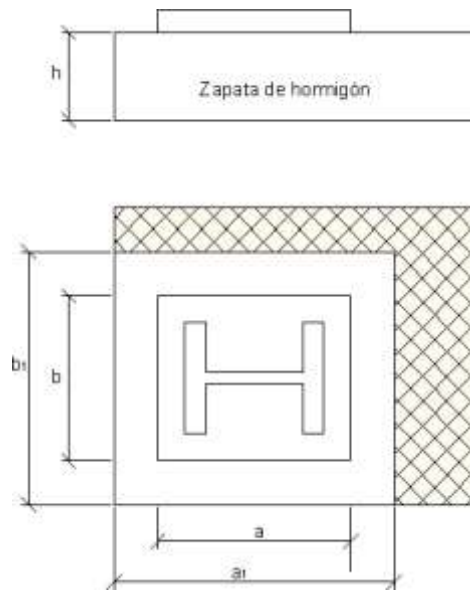


Figura 83. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2 \cdot 3 \cdot 2,78 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 46,3 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 11 \frac{261,90}{3 \cdot 46,3} = 15,10 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 13 \text{ mm} = 43,20 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 160 \text{ mm} = 190,20 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 380427 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 9.577 N

Según el apartado 3 del anexo 19 del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE. Para determinar si se trata de un caso de compresión compuesta debe cumplir la expresión 8.7 o flexión compuesta si se cumple la expresión 8.8 siendo “e” la excentricidad mecánica que se obtiene de la expresión 8.6.

$$e = \frac{M_f}{N} \quad (8.6)$$

$$\text{Compresión compuesta, } e \leq \frac{a}{6} \quad (8.7)$$

$$\text{Flexión compuesta, } e > \frac{a}{6} \quad (8.8)$$

$$e = \frac{470000}{9577} = \frac{M_f}{N} = 49,1 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{250}{6} = 41,7 \text{ mm}$$

Al tratarse de un caso de flexión compuesta, se ha de obtener el esfuerzo de tracción que absorbe el perno de anclaje y la tensión de compresión que existe en la superficie del hormigón, para ello se debe emplear las ecuaciones de equilibrio.

Para ahorrarnos deducir las ecuaciones de equilibrio de la figura, la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE ha desarrollado el Modelo simplificado para gran excentricidad. Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N}{a \cdot b} \frac{0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -9577 + \frac{470000 + 9577 \cdot 0,5 \cdot 250 - 20}{0,875 \cdot 250 - 20} = 2153 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4 \cdot 470000 + 9577 \cdot 0,5 \cdot 250 - 20}{250 \cdot 250} \frac{0,5 \cdot 250 - 20}{0,875 \cdot 250 - 20} = 0,47 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 250x250 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 20 mm.

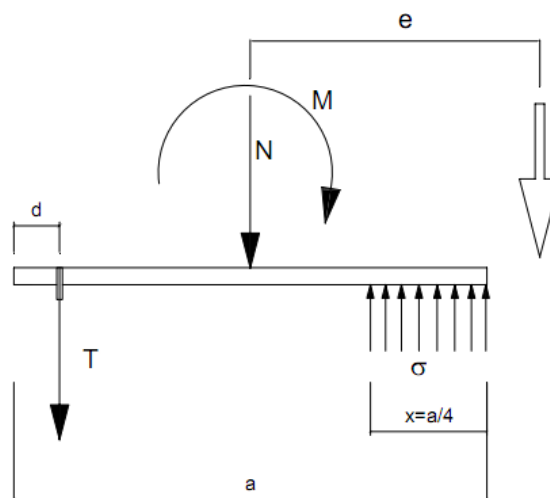


Figura 84. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.8.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 4 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 10 mm, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, el área resistente para un perno de 10 mm, es de  $A_s = \frac{\pi\phi^2}{4} = 78 \text{ mm}^2$
- Longitud de anclaje 350 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de  $240 \text{ N/mm}^2$ .

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de  $400 \text{ N/mm}^2$ .

$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

### 3.8.8.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 2153 \text{ N}$$

Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\varnothing \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_S \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$

$$\varnothing = \frac{4 \cdot 2153}{4 \cdot \pi \cdot 320} = 1,46 \text{ mm}$$

$\varnothing < 10 \text{ mm}$ .....CUMPLE

$$A_S = \frac{3,3}{1000} \cdot 250 \cdot 250 = 206 \text{ mm}^2$$

$A_S < 4 \cdot 78 = 312 \text{ mm}^2$ .....CUMPLE

Siendo:

$A_s$ ; Área resistente a tracción del perno, según  $A_s = \frac{\pi \phi^2}{4} = 78 \text{ mm}^2$

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 250x250 mm

### 3.8.8.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro término la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta última del subapartado a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5 f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 9577 = 2873 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 9577 N

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 550 \cdot 78}{1,25} = 10982 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-

$$A, \text{ de } A_S = \frac{\pi \phi^2}{4} = 78 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5 f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 78}{1,25} = 34320 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-

$$A, \text{ de } A_S = \frac{\pi \phi^2}{4} = 78 \text{ mm}^2$$

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{Vb,Rd} = 2873 + 4 \cdot 34320 = 140153 \text{ N}$$

$$V < F_{V,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$V$ ; Cortante máximo que existe en la placa, de 14 N

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.



Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 4 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 78}{1,25} = 123552 \text{ N}$$

$$N < F_{t,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$N$ ; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 9577 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{14}{140153} + \frac{2153}{1,4 \cdot 123552} = 0,012$$

$$0,003 < 1 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 14 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axil de cálculo por tornillo,  $T = 2153 \text{ N}$

### 3.8.8.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \quad (8.22)$$

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{9577 \text{ N}}{192 \text{ N mm}^2} = 50 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s = 4 \cdot 78 = 312 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 1,2 \cdot 10^2 = 120 \text{ mm}$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = \frac{400}{20} \cdot 10 = 200 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 200 \cdot 1 \cdot \frac{50}{312} = 32 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} < L \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 350 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axil sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de 192 N mm<sup>2</sup>

$A_5$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 78 mm<sup>2</sup>.

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.8.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES

Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{11^2 \cdot 250}{4} = 7562 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{0,47 \cdot 250}{4} \frac{3 \cdot 250}{8} - \frac{160}{2} = 404 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al no cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , se debe de colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 11 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 160

$a$ ; Lado de la basa, de 250 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,47 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$

Resumen:

$$l = \frac{b-h}{2} = \frac{250-160}{2} = 45 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{0,47 \cdot 45^2}{2} = 476 \text{ N}$$

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} = \frac{\overline{6 \cdot 476}}{250} = 3,4 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 11 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 160

$b$ ; Lado de la basa, de 250 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,47 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$



### 3.9 CÁLCULO DE UNIONES EN PLACAS DE ANCLAJE

Para el calcular las tensiones de los cordones de soldadura, aplicaremos el método de cálculo simplificado del eurocódigo, según el apartado 4.5.3.3 del EU y que además el Código Técnico lo propone para el cálculo de uniones en ángulo.

Según el punto 3 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A, suponiendo que sobre la sección de garganta hay una distribución uniforme de tensiones como vemos en la figura, las componentes de esfuerzos transmitidos por unidad de longitud, deben de cumplir la expresión 9.1 y 9.2

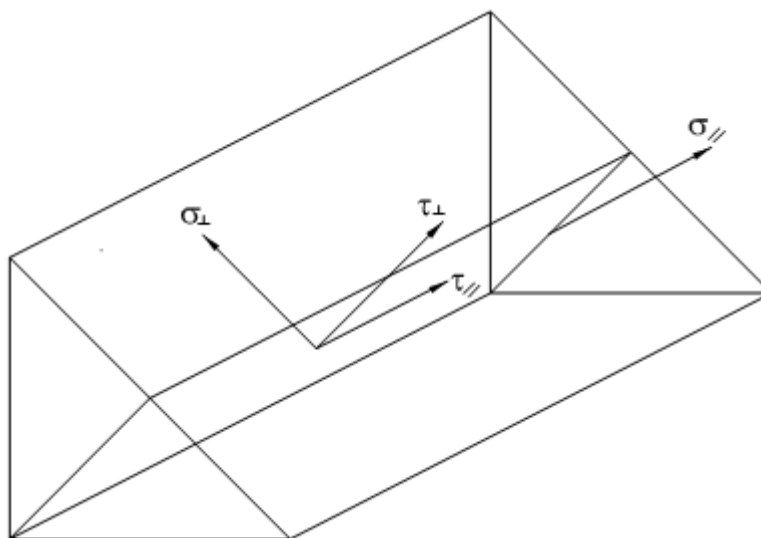


Figura 85. Tensiones en la sección de garganta

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (6.1)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.2)$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{430 \text{ N mm}^2}{0,85 \cdot 1,25} = 404,7 \text{ N mm}^2 = 404,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{430 \text{ N mm}^2}{1,25} = 344 \text{ MPa}$$

Siendo:

$\sigma_{\perp}$ ; Tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

$\tau_{\perp}$ ; Tensión tangencial perpendicular al eje del cordón.

$\tau_{\parallel}$ ; Tensión tangencial paralela al cordón.

$f_u$ ; Resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión. Se obtiene según la tabla 8.1 del CTE-DB-SE-A. Su valor es de 430 N/mm<sup>2</sup>.

$\beta_w$ ; Coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1 del CTE-DB-SE-A, en función del tipo de acero. Su valor es 0,85.

$\gamma_{M2}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión, se obtiene del apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,25.

### 3.9.1 UNIÓN DE LA PLACA T1

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 86.

$$\begin{aligned}M_f &= 5,91 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fy} &= 0,21 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 5,91 \text{ kN} \cdot \text{m} \\V &= 4,503 \text{ kN} & V_y &= 4,499 \text{ kN} & V_z &= 0,190 \text{ kN} \\N &= 48,027 \text{ kN}\end{aligned}$$



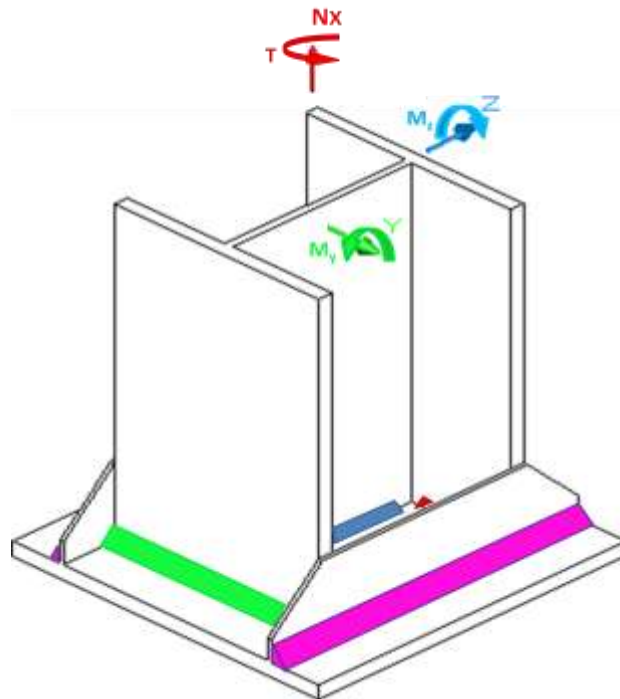


Figura 86. Placa T1 en 3D

Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 87.

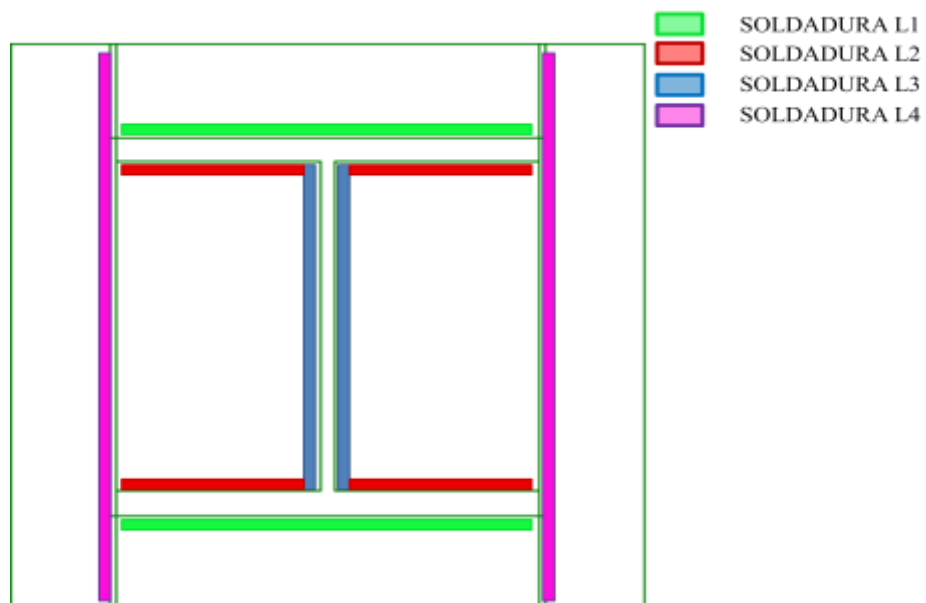


Figura 87. Placa T1 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil HEB 300
  - $b$ ; Longitud del ala, de 300 mm.
  - $h$ ; Altura de la sección del perfil, de 300 mm.
  - $h_1$ ; Distancia entre ala y ala, de 208 mm.
  - $e$ ; Espesor del alma, de 11 mm.
  - $e_1$ ; Espesor el ala, 19 mm.
- Placa de anclaje 450x450x18
  - $c$ ; Longitud de la placa paralela a los rigidizadores, de 450 mm.
  - $e_R$ ; Espesor del rigidizador, de 5 mm

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3	Soldadura 4
$a_i$	8	8	5	8
$L_i$	$L_1 \leq b$ 300	$L_2 \leq \frac{b-e}{2} - a_3$ 139	$L_3 \leq h_1$ 208	$L_4 \leq c$ 450

Tabla 79. Soldaduras en T1

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.

$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.1.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 + 2 a_4 L_4 \quad (9.1)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left[ \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right]^2 + 4 a_2 L_2 \left[ \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right]^2 + \quad d$$

$$+ 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} + 2 \frac{a_4 L_4^3}{12} \quad (9.2)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + \quad d$$

$$+ 2 a_3 L_3 \left[ \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2} \right]^2 + 2 a_4 L_4 \left[ \frac{b}{2} + \frac{a_4}{2} + e_R \right]^2 \quad (9.3)$$

$$A_T = 2 \cdot 8 \cdot 300 + 4 \cdot 8 \cdot 139 + 2 \cdot 5 \cdot 208 + 2 \cdot 8 \cdot 450 = 18528 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 2 \cdot 8 \cdot 300 \left[ \frac{300}{2} + \frac{8}{2} \right]^2 + 4 \cdot 8 \cdot 139 \left[ \frac{300}{2} - \frac{8}{2} - 19 \right]^2 + 2 \frac{5 \cdot 208^3}{12}$$

$$+ 2 \frac{8 \cdot 450^3}{12} = 303057685 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2 \frac{8 \cdot 300^3}{12} + 2 \frac{8 \cdot 300^3}{12} - 2 \frac{8 \cdot 300 - 2 \cdot 139^3}{12} + 2 \cdot 5 \cdot 208 \left[ \frac{11}{2} + \frac{5}{2} \right]^2$$

$$+ 2 \cdot 8 \cdot 450 \left[ \frac{300}{2} + \frac{8}{2} + 5 \right]^2 = 254142123 \text{ mm}^4$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5.

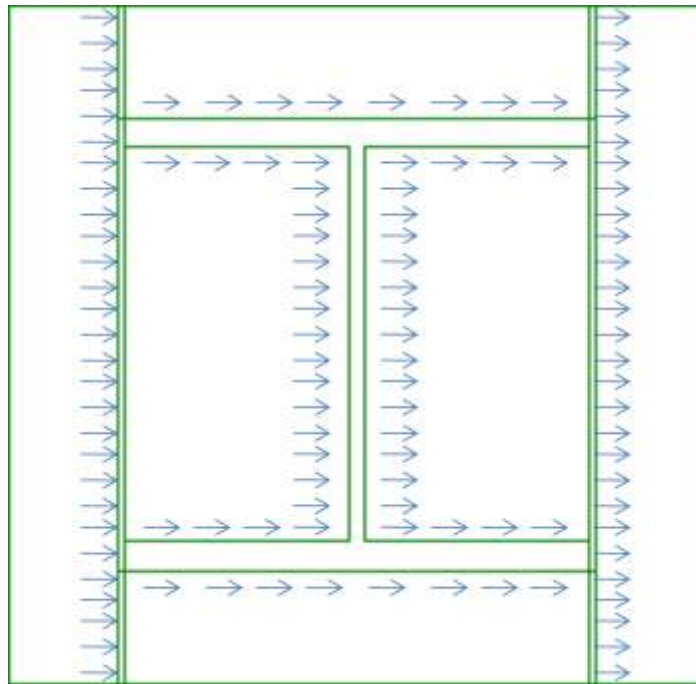


Figura 88. Tensión por efecto a  $V_y$

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_y = \frac{4499}{18528} = 0,24 \text{ N mm}^2$$

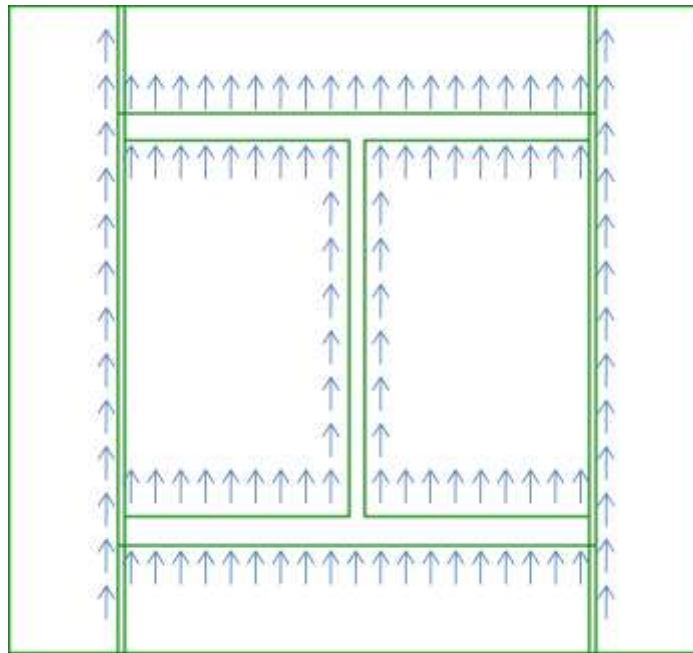


Figura 89. Tensión por efecto a  $V_z$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

$$\tau_z = \frac{190}{18528} = 0,01 \text{ N mm}^2$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.1.1.1 SOLDADURA L1

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 1 con los valores por la expresión 9.7 y 9.8.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = 0,5 h + a_1 \quad (9.8)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 300 + 8 = 154 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{48027}{18528} + \frac{210000}{303057685} z + \frac{5910000}{254142123} y \\ &= 6,19 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 6,19 + 0,01 = 4,38 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,24 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 7,88 \text{ N mm}^2$$

$$7,88 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$4,38 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.1.1.2 SOLDADURA L2

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 2 con los valores por la expresión 9.7 y 9.10.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = \frac{h}{2} - e_1 - \frac{a_2}{2} \quad (9.10)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ mm}$$

$$z = \frac{300}{2} - 19 - \frac{8}{2} = 127 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{48027}{18528} + \frac{210000}{303057685} z + \frac{5910000}{254142123} y \\ &= 6,17 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 6,17 + 0,01 = 4,36 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,24 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 7,85 \text{ N mm}^2$$

$$7,85 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

$$4,36 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.1.1.3 SOLDADURA L3

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 3 con los valores por la expresión 9.11 y 9.12.

$$y = 0,5 e + a_3 \quad (9.11)$$

$$z = 0,5L_3 \quad (9.12)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 11 + 5 = 8 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 208 = 104 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{48027}{18528} + \frac{210000}{303057685} z + \frac{5910000}{254142123} y \\ &= 2,85 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 2,85 + 0,24 = 2,18 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,01 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 4,05 \text{ N mm}^2$$



$$4,05 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$2,18 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.1.1.4 SOLDADURA L4

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 4 con los valores por la expresión 9.13 y 9.14.

$$y = 0,5 b + 2e_R + 2a_4 \quad (9.13)$$

$$z = 0,5L_4 \quad (9.14)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 + 2 \cdot 5 + 2 \cdot 8 = 163 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 450 = 225 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{48027}{18528} + \frac{210000}{303057685} z + \frac{5910000}{254142123} y \\ &= 6,54 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\bar{\sigma}}{2} = 6,54 + 0,24 = 4,79 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,01 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 8,58 \text{ N mm}^2$$

$$8,58 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$4,79 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.2 UNIÓN DE LA PLACA T2

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 90.

$$M_f = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 0 \text{ kN}$$

$$N = 1,06 \text{ kN}$$

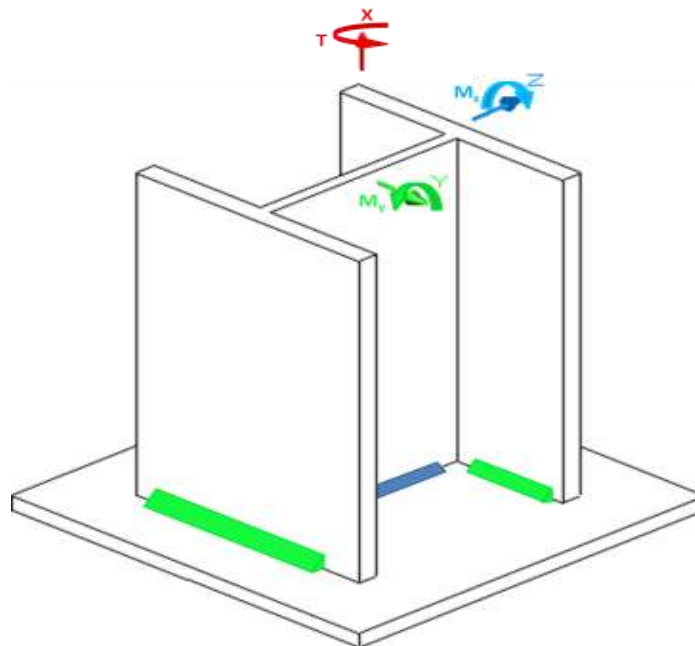


Figura 90.Placa T2 en 3D

Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 91.

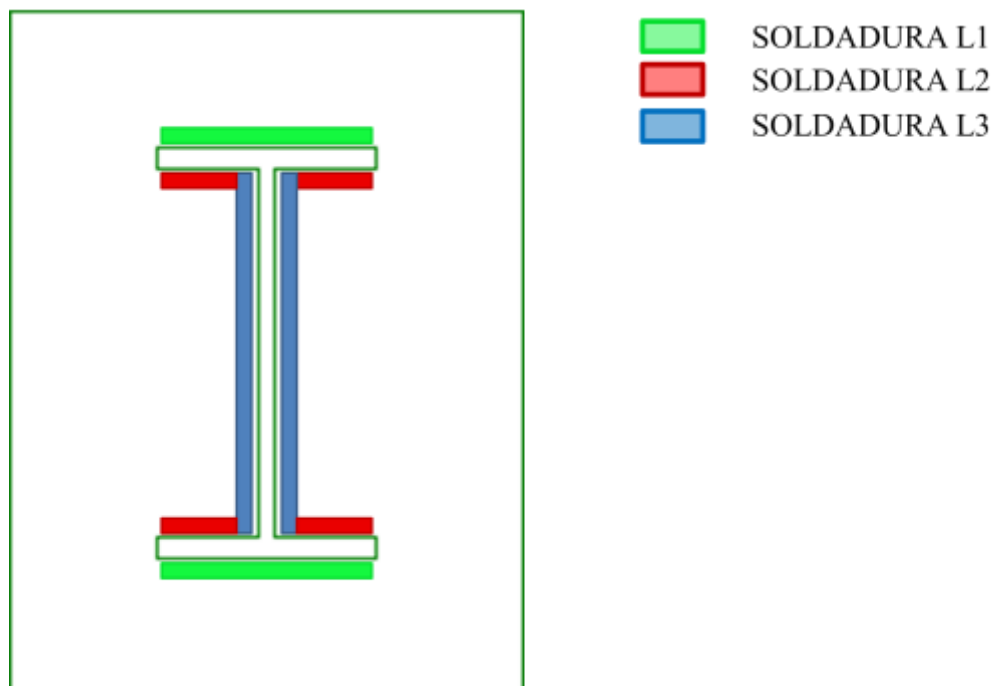


Figura 91.Placa T2 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil IPE 120
  - b; Longitud del ala, de 64 mm.
  - h; Altura de la sección del perfil, de 120 mm.
  - $h_1$ ; Distancia entre ala y ala, de 93 mm.
  - e; Espesor del alma, de 6,3 mm.
  - $e_1$ ; Espesor el ala, 4,4 mm.

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3
$a_i$	4	4	4
$L_i$	$L_1 \leq b$ 64	$L_2 \leq \frac{b-e}{2} - a_3$ 27	$L_3 \leq h_1$ 93

Tabla 80. Soldaduras en T2

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.

$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.2.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 \quad (9.15)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left( \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right)^2 + 4 a_2 L_2 \left( \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right)^2 + 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} \quad (9.16)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + 2 a_3 L_3 \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2}^2 \quad (9.17)$$

$$A_T = 2 \cdot 4 \cdot 64 + 4 \cdot 4 \cdot 27 + 2 \cdot 4 \cdot 93 = 1688 \text{ mm}^2$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5. Pero al ser la fuerza cortante nula, también lo es la tensión.

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.2.1.1 SOLDADURA L1, L2 y L3

Como no hay momentos sobre la soldadura y sólo hay normal, podemos comprobar las tres soldaduras en este mismo apartado aplicando la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{1060}{1688} + \frac{0}{I_y} z + \frac{0}{I_z} y = 0,63 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_Z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 6,19 + 0 = 0,44 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 1,01 \text{ N mm}^2$$

$$1,01 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$0,44 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

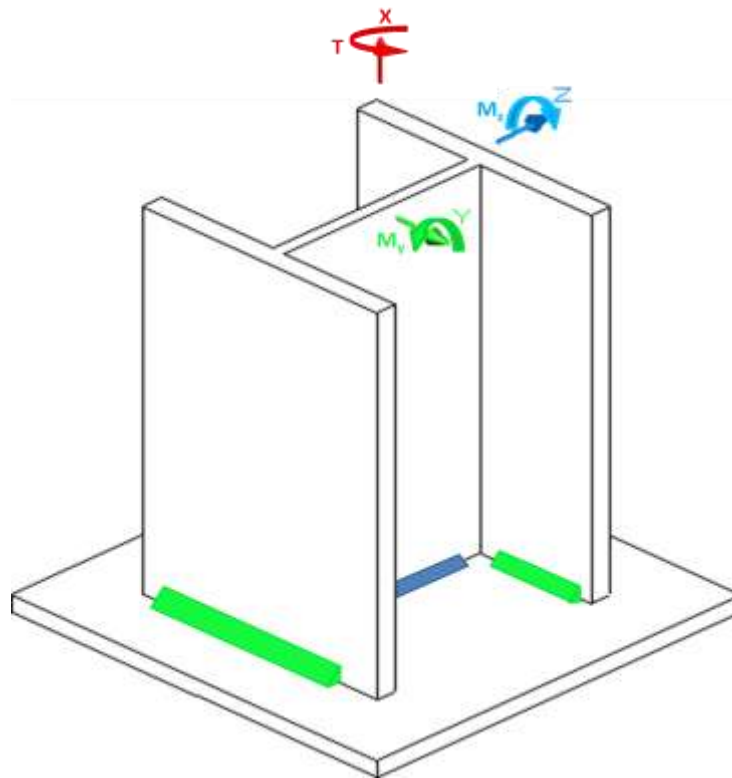
### 3.9.3 UNIÓN DE LA PLACA T3

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 92.

$$M_f = 9,89 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fy} = 9,77 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fz} = 1,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 8,175 \text{ kN} \quad V_y = 0,657 \text{ kN} \quad V_z = 8,149 \text{ kN}$$

$$N = 72,220 \text{ kN}$$



*Figura 92. Placa T3 en 3D*

Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 93.

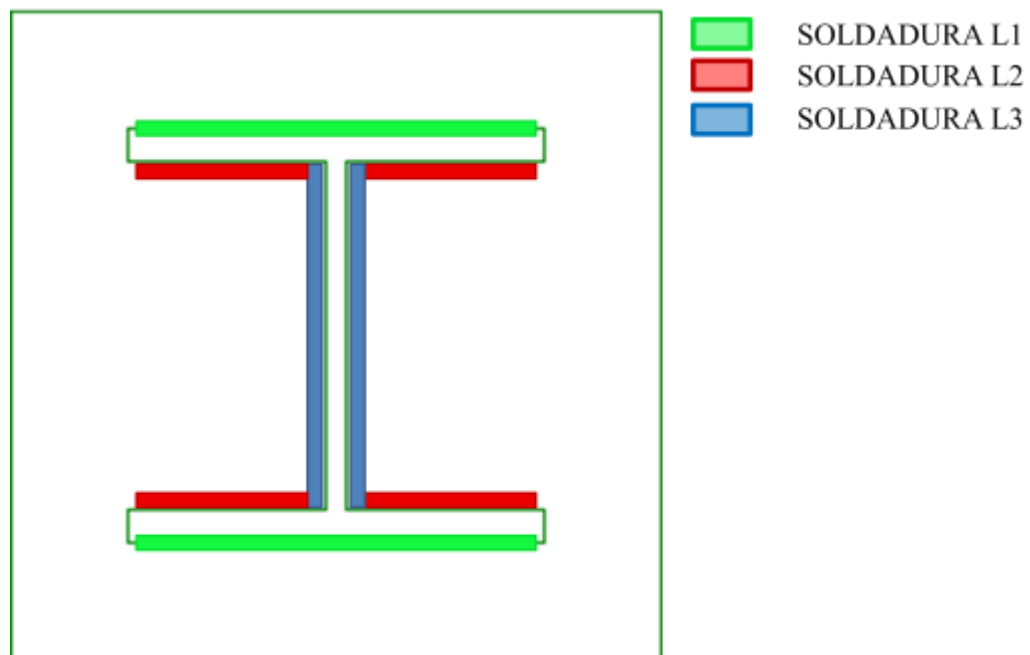


Figura 93. Placa T3 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil HEB 300
  - b; Longitud del ala, de 300 mm.
  - h; Altura de la sección del perfil, de 300 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 208 mm.
  - e; Espesor del alma, de 11 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 19 mm.

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3
$a_i$	8	8	5
$L_i$	$L_1 \leq b$ 300	$L_2 \leq \frac{b - e}{2} - a_3$ 139	$L_3 \leq h_1$ 208

Tabla 81. Soldaduras en T3

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.



$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.3.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 \quad (9.15)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left[ \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right]^2 + 4 a_2 L_2 \left[ \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right]^2 + 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} \quad (9.16)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + 2 a_3 L_3 \left[ \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2} \right]^2 \quad (9.17)$$

$$A_T = 2 \cdot 8 \cdot 300 + 4 \cdot 8 \cdot 139 + 2 \cdot 5 \cdot 208 = 11328 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} I_y &= 2 \cdot 8 \cdot 300 \left[ \frac{300}{2} + \frac{8}{2} \right]^2 + 4 \cdot 8 \cdot 139 \left[ \frac{300}{2} - \frac{8}{2} - 19 \right]^2 + 2 \frac{5 \cdot 208^3}{12} \\ &= 181557685 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_z &= 2 \frac{8 \cdot 300^3}{12} + 2 \frac{8 \cdot 300^3}{12} - 2 \frac{8 \cdot 300 - 2 \cdot 139^3}{12} + 2 \cdot 5 \cdot 208 \left[ \frac{11}{2} + \frac{5}{2} \right]^2 \\ &= 72118923 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5.

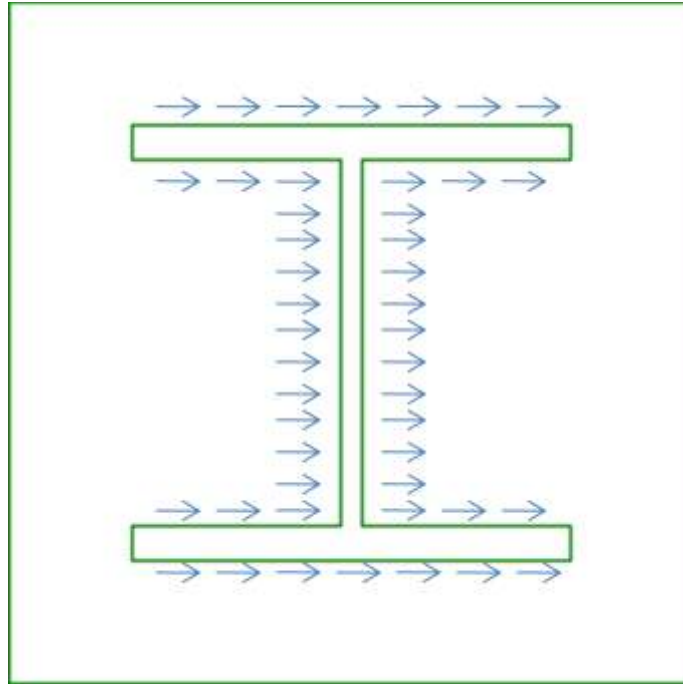


Figura 94. Tensión por efecto a  $V_y$

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_y = \frac{657}{11328} = 0,06 \text{ N mm}^2$$

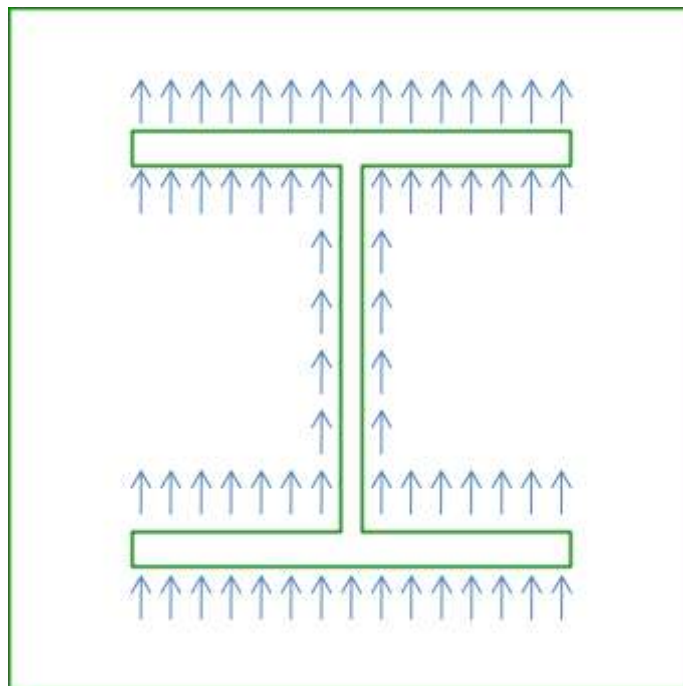


Figura 95. Tensión por efecto a  $V_z$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

$$\tau_z = \frac{8149}{11328} = 0,72 \text{ N } mm^2$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.3.1.1 SOLDADURA L1

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 1 con los valores por la expresión 9.7 y 9.8.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = 0,5 h + a_1 \quad (9.8)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 300 + 8 = 154 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{72220}{11328} + \frac{9770000}{181557685} z + \frac{1530000}{72118923} y \\ &= 17,84 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 17,84 + 0,72 = 13,13 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,06 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 23,03 \text{ N mm}^2$$

$$23,03 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$13,13 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.3.1.2 SOLDADURA L2

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 2 con los valores por la expresión 9.7 y 9.10.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = \frac{h}{2} - e_1 - \frac{a_2}{2} \quad (9.10)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ mm}$$

$$z = \frac{300}{2} - 19 - \frac{8}{2} = 127 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{72220}{11328} + \frac{9770000}{181557685} z + \frac{1530000}{72118923} y \\ &= 16,39 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 16,39 + 0,72 = 12,10 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,06 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 21,24 \text{ N mm}^2$$

$$21,24 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

$$12,10 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.3.1.3 SOLDADURA L3

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 3 con los valores por la expresión 9.11 y 9.12.

$$y = 0,5 e + a_3 \quad (9.11)$$

$$z = 0,5L_3 \quad (9.12)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 11 + 5 = 8 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 208 = 104 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{72220}{11328} + \frac{9770000}{181557685} z + \frac{1530000}{72118923} y \\ &= 12,14 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 12,14 + 0,06 = 8,63 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,72 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 15,28 \text{ N mm}^2$$

$$15,28 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$8,63 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.4 UNIÓN DE LA PLACA T4

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 96.

$$\begin{aligned} M_f &= 6,64 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fy} &= 3,07 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 5,89 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V &= 4,599 \text{ kN} & V_y &= 4,443 \text{ kN} & V_z &= 1,191 \text{ kN} \\ N &= 72,220 \text{ kN} \end{aligned}$$

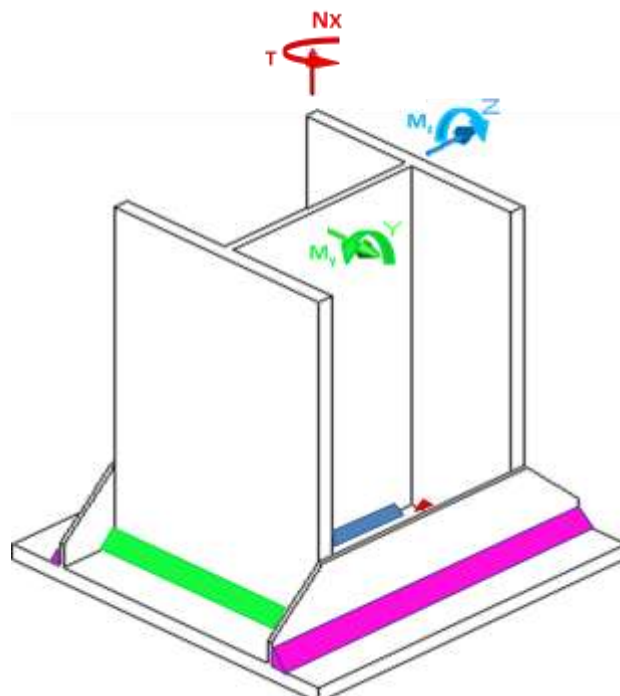


Figura 96. Placa T4 en 3D

Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 97.

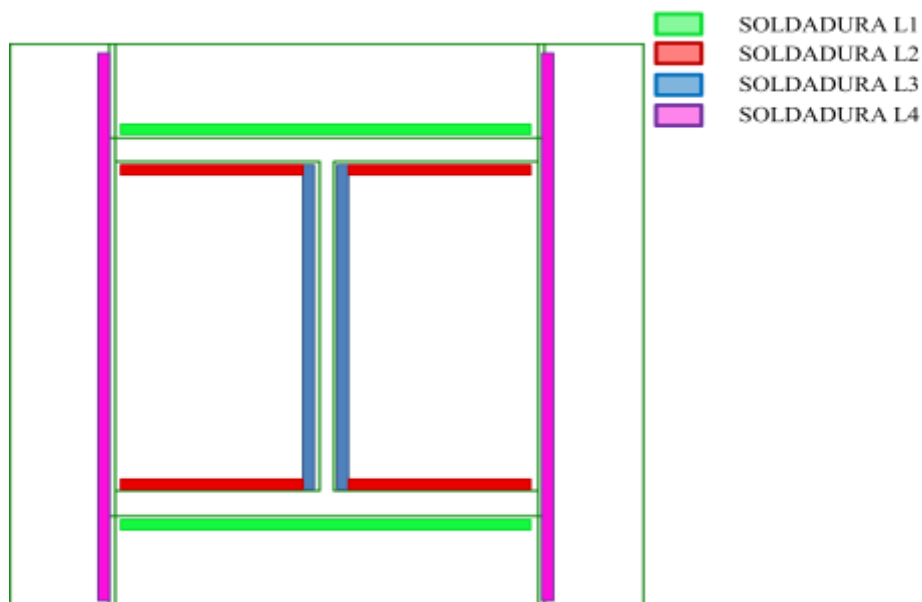


Figura 97. Placa T4 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil HEB 300
  - b; Longitud del ala, de 300 mm.
  - h; Altura de la sección del perfil, de 300 mm.
  - $h_1$ ; Distancia entre ala y ala, de 208 mm.
  - e; Espesor del alma, de 11 mm.
  - $e_1$ ; Espesor el ala, 19 mm.
- Placa de anclaje 550x550x20
  - c; Longitud de la placa paralela a los rigidizadores, de 550 mm.
  - $e_R$ ; Espesor del rigidizador, de 7 mm

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3	Soldadura 4
$a_i$	8	8	5	8



$L_i$	$L_1 \leq b$	$L_2 \leq \frac{b-e}{2} - a_3$	$L_3 \leq h_1$	$L_4 \leq c$
	300	139	208	550

Tabla 82. Soldaduras en T4

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.

$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.4.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 + 2 a_4 L_4 \quad (9.1)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left[ \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right]^2 + 4 a_2 L_2 \left[ \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right]^2 + \quad d$$

$$+ 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} + 2 \frac{a_4 L_4^3}{12} \quad (9.2)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + \quad d$$

$$+ 2 a_3 L_3 \left[ \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2} \right]^2 + 2 a_4 L_4 \left[ \frac{b}{2} + \frac{a_4}{2} + e_R \right]^2 \quad (9.3)$$

$$A_T = 2 \cdot 8 \cdot 300 + 4 \cdot 8 \cdot 139 + 2 \cdot 5 \cdot 208 + 2 \cdot 8 \cdot 550 = 20128 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 2 \cdot 8 \cdot 300 \frac{300}{2} + \frac{8^3}{2} + 4 \cdot 8 \cdot 139 \frac{300}{2} - \frac{8}{2} - 19^2 + 2 \frac{5 \cdot 208^3}{12} + 2 \frac{8 \cdot 550^3}{12} = 403391018 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2 \frac{8 \cdot 300^3}{12} + 2 \frac{8 \cdot 300^3}{12} - 2 \frac{8 \cdot 300 - 2 \cdot 139^3}{12} + 2 \cdot 5 \cdot 208 \frac{11}{2} + \frac{5^3}{2} + 2 \cdot 8 \cdot 550 \frac{300}{2} + \frac{8}{2} + 7^2 = 300223723 \text{ mm}^4$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5.

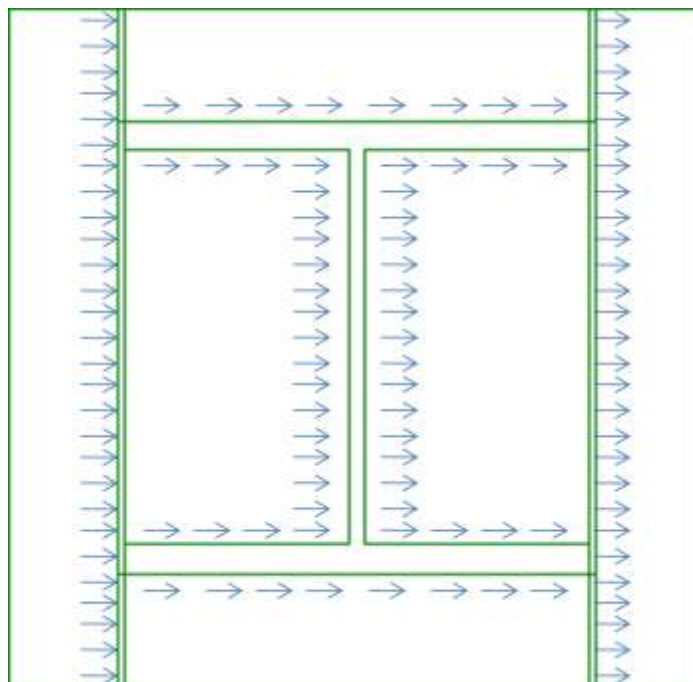


Figura 98. Tensión por efecto a  $V_y$

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_y = \frac{4443}{20128} = 0,22 \text{ N mm}^2$$

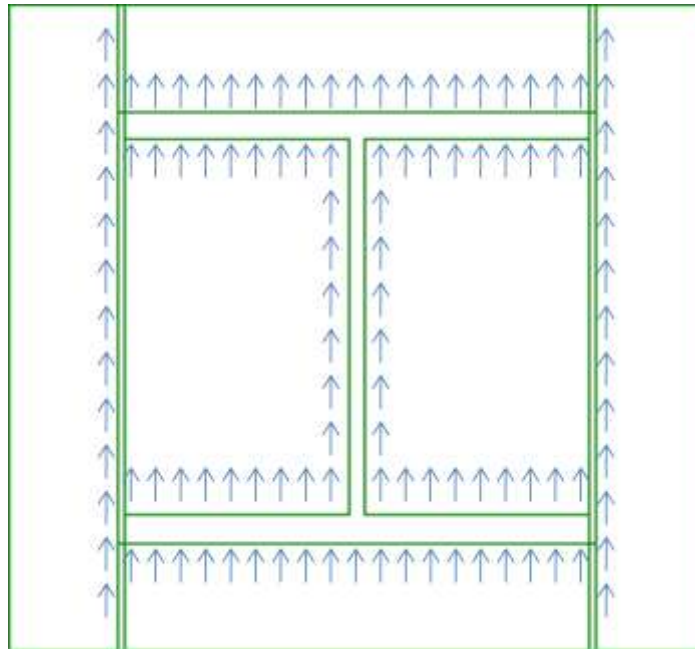


Figura 99. Tensión por efecto a  $V_z$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

$$\tau_z = \frac{1191}{20128} = 0,06 \text{ N mm}^2$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.4.1.1 SOLDADURA L1

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura I con los valores por la expresión 9.7 y 9.8.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = 0,5 h + a_1 \quad (9.8)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 300 + 8 = 154 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{72220}{20128} + \frac{3070000}{403391018} z + \frac{5890000}{300223723} y \\ &= 7,70 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 7,70 + 0,06 = 5,49 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,22 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 9,80 \text{ N mm}^2$$

$$9,80 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$5,49 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.4.1.2 SOLDADURA L2

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 2 con los valores por la expresión 9.7 y 9.10.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = \frac{h}{2} - e_1 - \frac{a_2}{2} \quad (9.10)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ mm}$$

$$z = \frac{300}{2} - 19 - \frac{8}{2} = 127 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{72220}{20128} + \frac{3070000}{403391018} z + \frac{5890000}{300223723} y \\ &= 7,50 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 7,50 + 0,06 = 5,34 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,22 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 9,55 \text{ N mm}^2$$

$$9,55 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$5,34 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.4.1.3 SOLDADURA L3

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 3 con los valores por la expresión 9.11 y 9.12.

$$y = 0,5 e + a_3 \quad (9.11)$$

$$z = 0,5L_3 \quad (9.12)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 11 + 5 = 8 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 208 = 104 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{72220}{20128} + \frac{3070000}{403391018} z + \frac{5890000}{300223723} y \\ &= 4,54 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\bar{z}}{2} 4,54 + 0,22 = 3,36 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,06 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 6,11 \text{ N mm}^2$$

$$6,11 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$3,36 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

#### 3.9.4.1.4 SOLDADURA L4

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 4 con los valores por la expresión 9.13 y 9.14.

$$y = 0,5 b + 2e_R + 2a_4 \quad (9.13)$$

$$z = 0,5L_4 \quad (9.14)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 + 2 \cdot 7 + 2 \cdot 8 = 165 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 550 = 275 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{72220}{20128} + \frac{3070000}{403391018} z + \frac{5890000}{300223723} y \\ &= 8,92 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vy en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\bar{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\bar{2}}{2} 8,92 + 0,22 = 6,46 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,06 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 11,48 \text{ N mm}^2$$

$$11,48 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$6,46 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.5 UNIÓN DE LA PLACA T5

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 100.

$$M_{fy} = 19,51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 5,920 \text{ kN}$$

$$N = 20,664 \text{ kN}$$



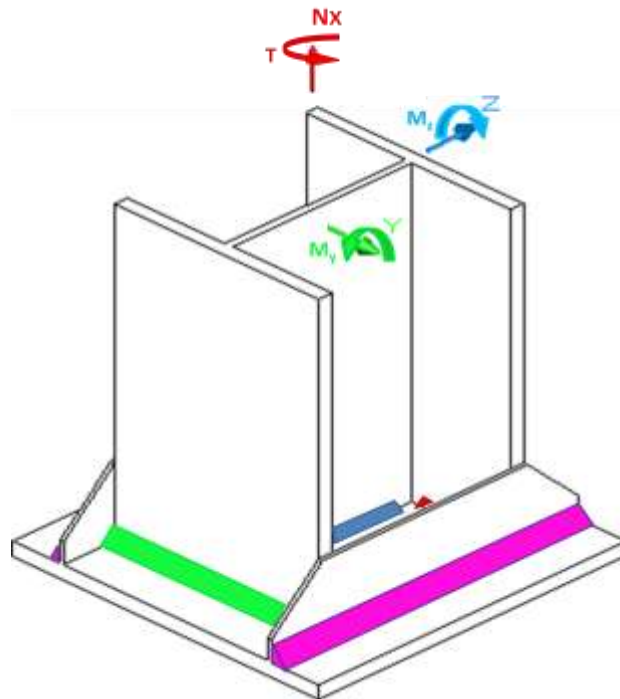


Figura 100. Placa T5 en 3D

Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 101.

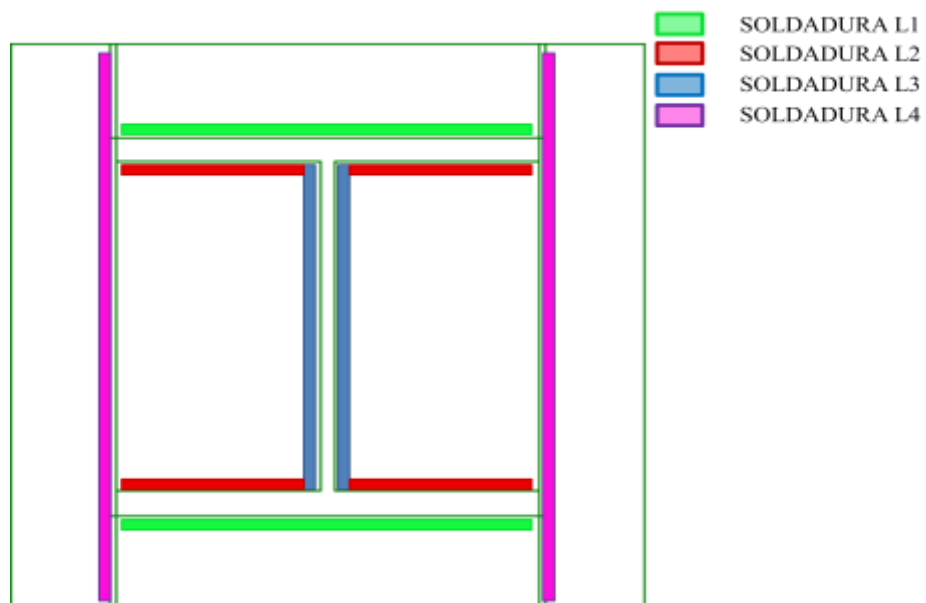


Figura 101. Placa T5 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil HEB 240
  - $b$ ; Longitud del ala, de 240 mm.
  - $h$ ; Altura de la sección del perfil, de 240 mm.
  - $h_1$ ; Distancia entre ala y ala, de 164 mm.
  - $e$ ; Espesor del alma, de 10 mm.
  - $e_1$ ; Espesor el ala, 17 mm.
- Placa de anclaje 550x550x20
  - $c$ ; Longitud de la placa paralela a los rigidizadores, de 550 mm.
  - $e_R$ ; Espesor del rigidizador, de 8 mm

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3	Soldadura 4
$a_i$	5	5	3	5
$L_i$	$L_1 \leq b$ 240	$L_2 \leq \frac{b-e}{2} - a_3$ 112	$L_3 \leq h_1$ 164	$L_4 \leq c$ 550

Tabla 83. Soldaduras en T5

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.

$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.5.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 + 2 a_4 L_4 \quad (9.1)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left[ \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right]^2 + 4 a_2 L_2 \left[ \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right]^2 + \quad d$$

$$+ 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} + 2 \frac{a_4 L_4^3}{12} \quad (9.2)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + \quad d$$

$$+ 2 a_3 L_3 \left[ \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2} \right]^2 + 2 a_4 L_4 \left[ \frac{b}{2} + \frac{a_4}{2} + e_R \right]^2 \quad (9.3)$$

$$A_T = 2 \cdot 5 \cdot 240 + 4 \cdot 5 \cdot 112 + 2 \cdot 3 \cdot 164 + 2 \cdot 5 \cdot 550 = 11124 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 2 \cdot 5 \cdot 240 \left[ \frac{240}{2} + \frac{5}{2} \right]^2 + 4 \cdot 5 \cdot 112 \left[ \frac{240}{2} - \frac{5}{2} - 17 \right]^2 + 2 \frac{3 \cdot 164^3}{12}$$

$$+ 2 \frac{5 \cdot 550^3}{12} = 199490865 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2 \frac{5 \cdot 240^3}{12} + 2 \frac{5 \cdot 240^3}{12} - 2 \frac{5 \cdot 240 - 2 \cdot 112^3}{12} + 2 \cdot 3 \cdot 164 \left[ \frac{10}{2} + \frac{3}{2} \right]^2$$

$$+ 2 \cdot 5 \cdot 550 \left[ \frac{240}{2} + \frac{5}{2} + 8 \right]^2 = 116744536 \text{ mm}^4$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5.

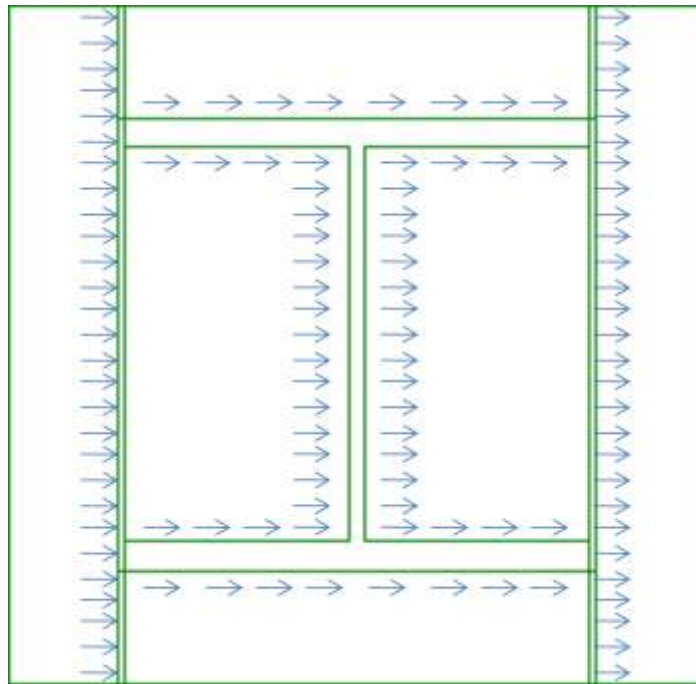


Figura 102. Tensión por efecto a  $V_y$

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_y = \frac{0}{11124} = 0 \text{ N mm}^2$$

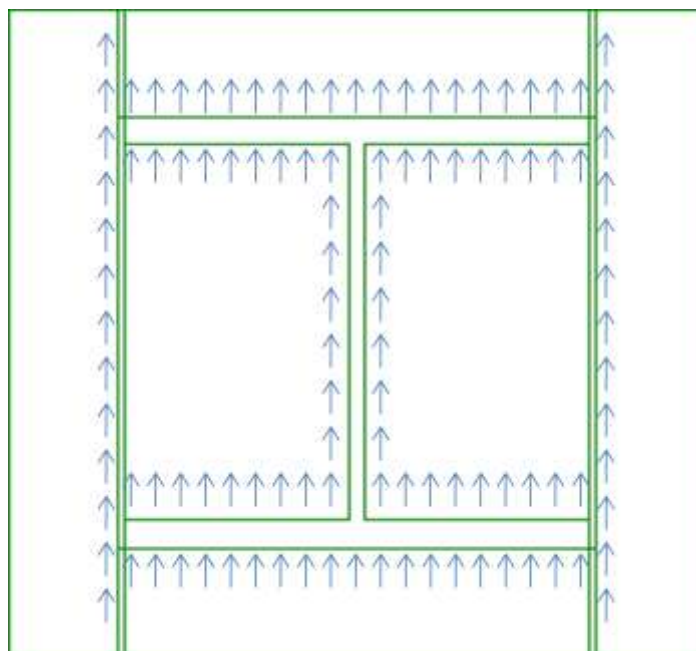


Figura 103. Tensión por efecto a  $V_z$ 

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

$$\tau_z = \frac{5920}{11124} = 0,53 \text{ N } mm^2$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.5.1.1 SOLDADURA L1

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 1 con los valores por la expresión 9.7 y 9.8.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = 0,5 h + a_1 \quad (9.8)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 240 = 120 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 240 + 5 = 122,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20664}{11124} + \frac{19510000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 13,84 \text{ N } mm^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_z$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 13,84 + 0,53 = 10,16 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 17,88 \text{ N mm}^2$$

$$17,88 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$10,16 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.5.1.2 SOLDADURA L2

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 2 con los valores por la expresión 9.7 y 9.10.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = \frac{h}{2} - e_1 - \frac{a_2}{2} \quad (9.10)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 240 = 120 \text{ mm}$$

$$z = \frac{240}{2} - 17 - \frac{5}{2} = 100,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20664}{11124} + \frac{19510000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 11,69 \text{ N mm}^2\end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 11,69 + 0,53 = 8,64 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 15,25 \text{ N mm}^2$$

$$15,25 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$8,64 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.5.1.3 SOLDADURA L3

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 3 con los valores por la expresión 9.11 y 9.12.

$$y = 0,5 e + a_3 \quad (9.11)$$

$$z = 0,5L_3 \quad (9.12)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 10 + 3 = 6,5 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 164 = 82 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20664}{111124} + \frac{19510000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 9,88 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 9,88 + 0 = 6,99 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,53 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 12,43 \text{ N mm}^2$$

$$12,43 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$6,99 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.5.1.4 SOLDADURA L4

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 4 con los valores por la expresión 9.13 y 9.14.



$$y = 0,5 b + 2e_R + 2a_4 \quad (9.13)$$

$$z = 0,5L_4 \quad (9.14)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 240 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 5 = 133 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 550 = 275 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20664}{11124} + \frac{19510000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 28,75 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\bar{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\bar{2}}{2} 28,75 + 0 = 20,33 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,53 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 35,51 \text{ N mm}^2$$

$$35,51 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots \text{CUMPLE}$$

$$20,33 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.6 UNIÓN DE LA PLACA T6

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 104.

$$M_{fy} = 19,90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 6,039 \text{ kN}$$

$$N = 20,876 \text{ kN}$$

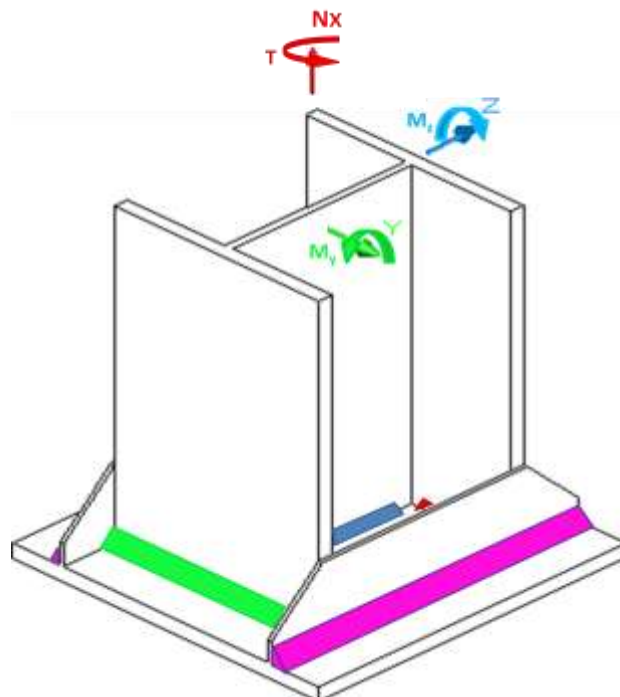


Figura 104. Placa T6 en 3D

Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 105.

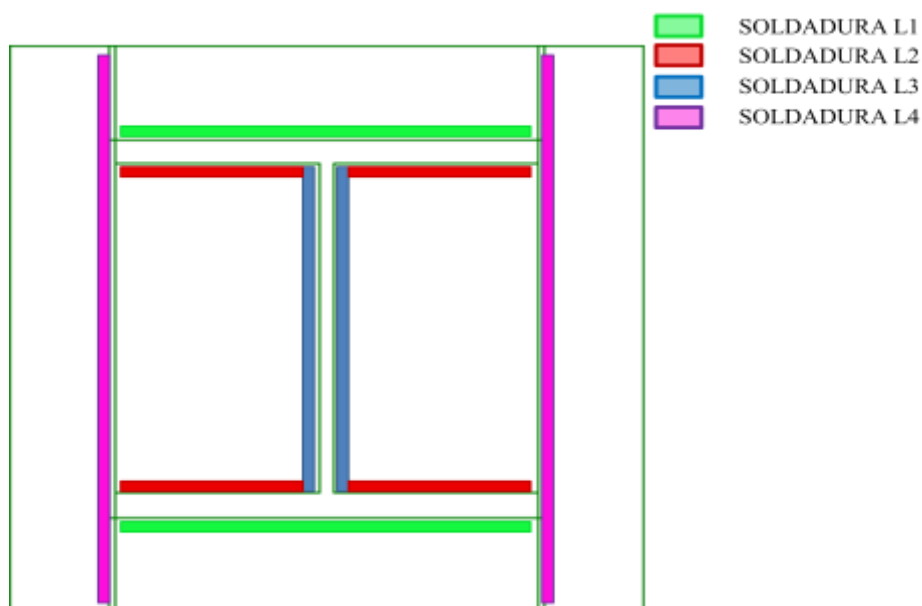


Figura 105. Placa T6 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil HEB 240
  - b; Longitud del ala, de 240 mm.
  - h; Altura de la sección del perfil, de 240 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 164 mm.
  - e; Espesor del alma, de 10 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 17 mm.
- Placa de anclaje 550x550x20
  - c; Longitud de la placa paralela a los rigidizadores, de 550 mm.
  - e<sub>R</sub>; Espesor del rigidizador, de 8 mm

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3	Soldadura 4
$a_i$	5	5	3	5
$L_i$	$L_1 \leq b$ 240	$L_2 \leq \frac{b - e}{2} - a_3$ 112	$L_3 \leq h_1$ 164	$L_4 \leq c$ 550

Tabla 84. Soldaduras en T6

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.

$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.6.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 + 2 a_4 L_4 \quad (9.1)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left[ \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right]^2 + 4 a_2 L_2 \left[ \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right]^2 + \quad d$$

$$+ 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} + 2 \frac{a_4 L_4^3}{12} \quad (9.2)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + \quad d$$

$$+ 2 a_3 L_3 \left[ \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2} \right]^2 + 2 a_4 L_4 \left[ \frac{b}{2} + \frac{a_4}{2} + e_R \right]^2 \quad (9.3)$$

$$A_T = 2 \cdot 5 \cdot 240 + 4 \cdot 5 \cdot 112 + 2 \cdot 3 \cdot 164 + 2 \cdot 5 \cdot 550 = 11124 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 2 \cdot 5 \cdot 240 \left[ \frac{240}{2} + \frac{5}{2} \right]^2 + 4 \cdot 5 \cdot 112 \left[ \frac{240}{2} - \frac{5}{2} - 17 \right]^2 + 2 \frac{3 \cdot 164^3}{12}$$

$$+ 2 \frac{5 \cdot 550^3}{12} = 199490865 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2 \frac{5 \cdot 240^3}{12} + 2 \frac{5 \cdot 240^3}{12} - 2 \frac{5 \cdot 240 - 2 \cdot 112^3}{12} + 2 \cdot 3 \cdot 164 \frac{10}{2} + \frac{3}{2}^2$$

$$+ 2 \cdot 5 \cdot 550 \frac{240}{2} + \frac{5}{2} + 8^2 = 116744536 \text{ mm}^4$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5.

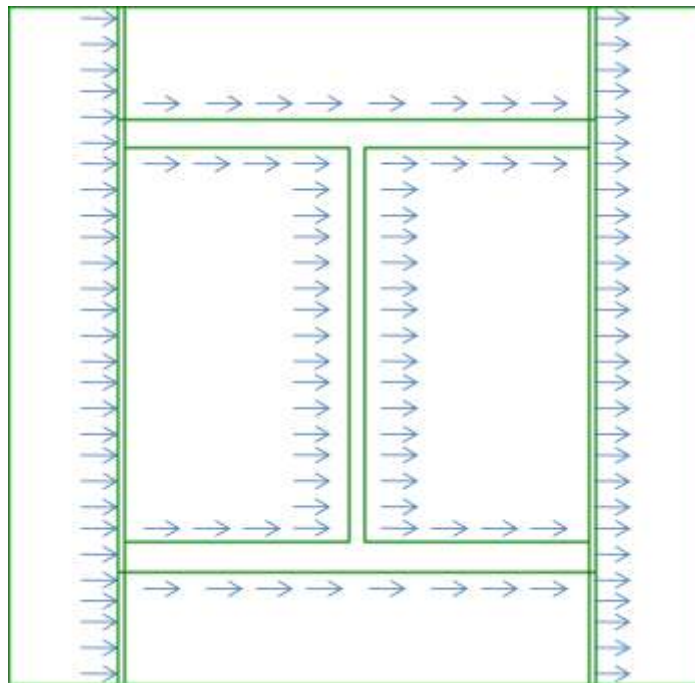


Figura 106. Tensión por efecto a  $V_y$

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_y = \frac{0}{11124} = 0 \text{ N mm}^2$$

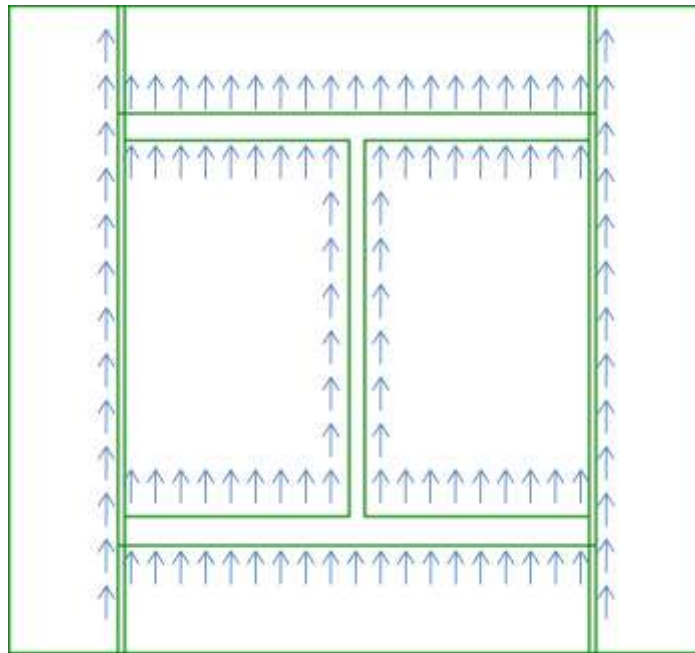


Figura 107. Tensión por efecto a  $V_z$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

$$\tau_z = \frac{6039}{11124} = 0,54 \text{ N mm}^2$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.6.1.1 SOLDADURA L1

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 1 con los valores por la expresión 9.7 y 9.8.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = 0,5 h + a_1 \quad (9.8)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 240 = 120 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 240 + 5 = 122,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20876}{11124} + \frac{19900000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 14,10 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 14,10 + 0,54 = 5,38 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 9,61 \text{ N mm}^2$$

$$9,61 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$5,38 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.6.1.2 SOLDADURA L2

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 2 con los valores por la expresión 9.7 y 9.10.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = \frac{h}{2} - e_1 - \frac{a_2}{2} \quad (9.10)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 240 = 120 \text{ mm}$$

$$z = \frac{240}{2} - 17 - \frac{5}{2} = 100,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20876}{11124} + \frac{19900000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 11,90 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 11,90 + 0,54 = 8,80 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 15,52 \text{ N mm}^2$$

$$15,52 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$



$$8,80 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.6.1.3 SOLDADURA L3

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 3 con los valores por la expresión 9.11 y 9.12.

$$y = 0,5 e + a_3 \quad (9.11)$$

$$z = 0,5L_3 \quad (9.12)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 10 + 3 = 6,5 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 164 = 82 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20876}{11124} + \frac{19900000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 10,06 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 10,06 + 0 = 7,11 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,54 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 12,64 \text{ N mm}^2$$

$$12,64 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$7,11 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.6.1.4 SOLDADURA L4

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 4 con los valores por la expresión 9.13 y 9.14.

$$y = 0,5 b + 2e_R + 2a_4 \quad (9.13)$$

$$z = 0,5L_4 \quad (9.14)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 240 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 5 = 133 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 550 = 275 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20876}{11124} + \frac{19900000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 29,31 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 29,31 + 0 = 20,72 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,54 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 36,19 \text{ N mm}^2$$

$$36,19 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$20,72 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.7 UNIÓN DE LA PLACA T7

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 108.

$$M_{fy} = 0,26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 0,060 \text{ kN}$$

$$N = 4,887 \text{ kN}$$

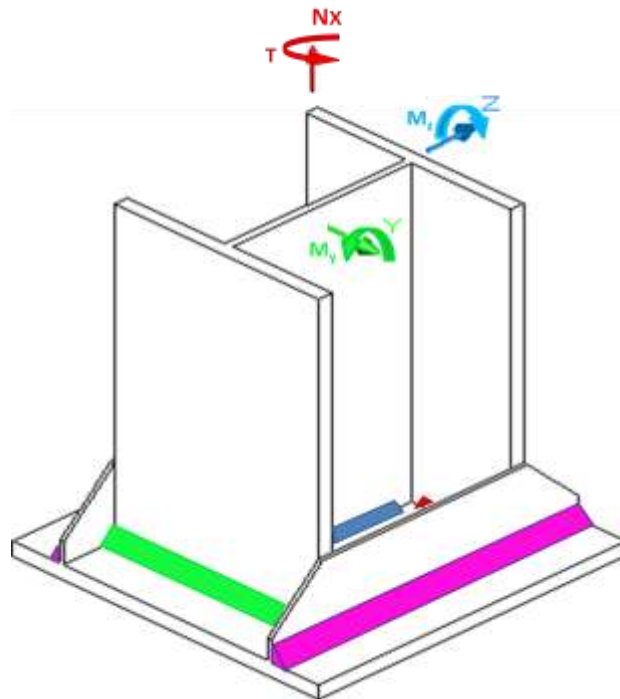


Figura 108. Placa T7 en 3D

Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 109.

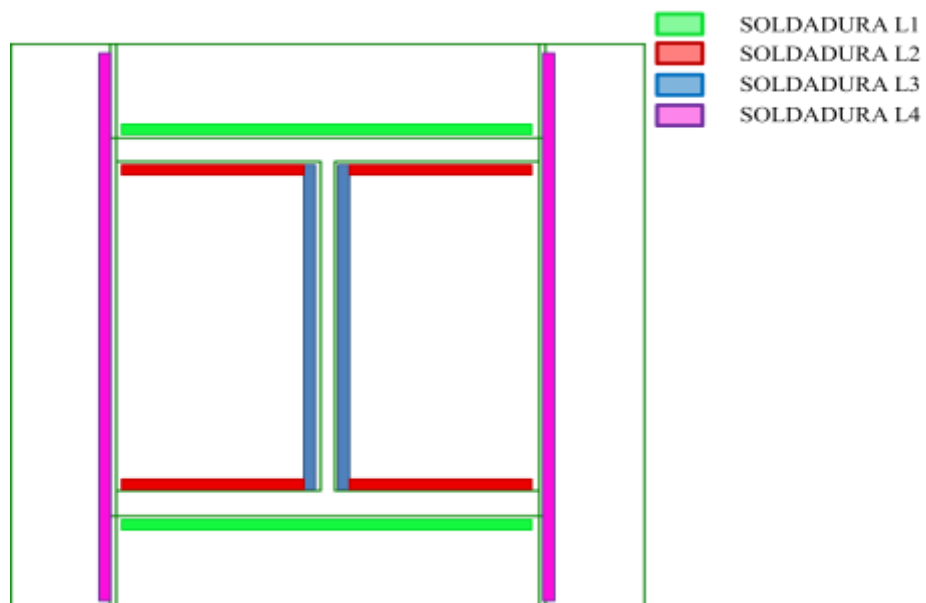


Figura 109. Placa T7 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil HEB 160
  - $b$ ; Longitud del ala, de 160 mm.
  - $h$ ; Altura de la sección del perfil, de 240 mm.
  - $h_1$ ; Distancia entre ala y ala, de 104 mm.
  - $e$ ; Espesor del alma, de 8 mm.
  - $e_1$ ; Espesor el ala, 13 mm.
- Placa de anclaje 400x400x15
  - $c$ ; Longitud de la placa paralela a los rigidizadores, de 400 mm.
  - $e_R$ ; Espesor del rigidizador, de 6 mm

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3	Soldadura 4
$a_i$	5	5	3	5
$L_i$	$L_1 \leq b$ 160	$L_2 \leq \frac{b - e}{2} - a_3$ 73	$L_3 \leq h_1$ 104	$L_4 \leq c$ 400

Tabla 85. Soldaduras en T6

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.

$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.7.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 + 2 a_4 L_4 \quad (9.1)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left[ \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right]^2 + 4 a_2 L_2 \left[ \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right]^2 + \quad d$$

$$+ 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} + 2 \frac{a_4 L_4^3}{12} \quad (9.2)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + \quad d$$

$$+ 2 a_3 L_3 \left[ \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2} \right]^2 + 2 a_4 L_4 \left[ \frac{b}{2} + \frac{a_4}{2} + e_R \right]^2 \quad (9.3)$$

$$A_T = 2 \cdot 5 \cdot 160 + 4 \cdot 5 \cdot 73 + 2 \cdot 3 \cdot 104 + 2 \cdot 5 \cdot 400 = 7684 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 2 \cdot 5 \cdot 160 \left[ \frac{160}{2} + \frac{5}{2} \right]^2 + 4 \cdot 5 \cdot 73 \left[ \frac{160}{2} - \frac{5}{2} - 13 \right]^2 + 2 \frac{3 \cdot 104^3}{12}$$

$$+ 2 \frac{5 \cdot 400^3}{12} = 70859730 \text{ mm}^4$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5.

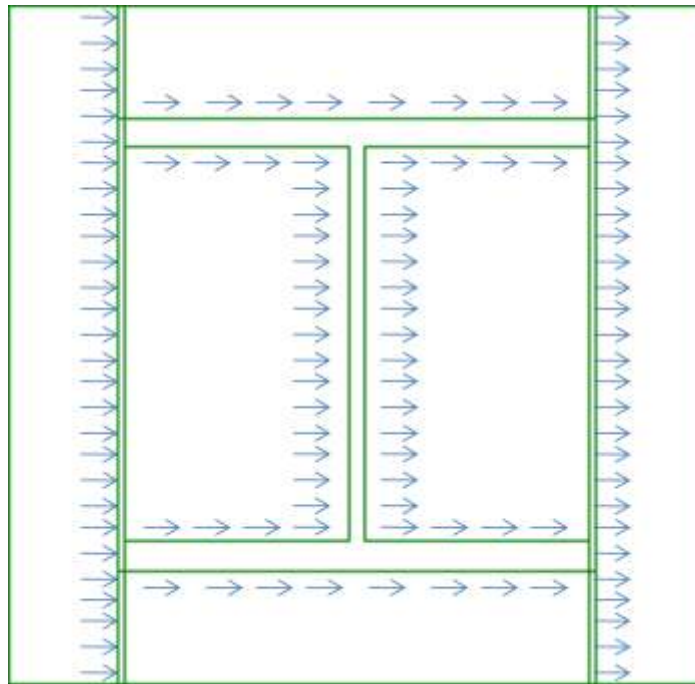


Figura 110. Tensión por efecto a  $V_y$

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_y = \frac{0}{7684} = 0 \text{ N mm}^2$$

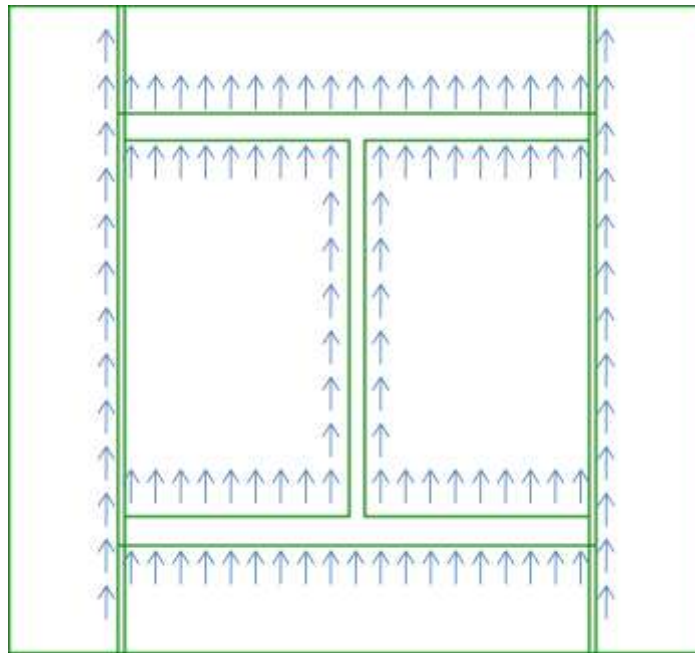


Figura 111. Tensión por efecto a  $V_z$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

$$\tau_z = \frac{60}{7684} = 0,007 \text{ N mm}^2$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.7.1.1 SOLDADURA L1

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 1 con los valores por la expresión 9.7 y 9.8.



$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = 0,5 h + a_1 \quad (9.8)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 160 = 80 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 160 + 5 = 82,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{4887}{7684} + \frac{260000}{70859730} z + \frac{0}{I_z} y = 0,94 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 0,94 + 0,007 = 0,67 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 1,42 \text{ N mm}^2$$

$$1,4261 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$0,67 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.7.1.2 SOLDADURA L2

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 2 con los valores por la expresión 9.7 y 9.10.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = \frac{h}{2} - e_1 - \frac{a_2}{2} \quad (9.10)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 160 = 60 \text{ mm}$$

$$z = \frac{160}{2} - 13 - \frac{5}{2} = 64,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{4887}{7684} + \frac{260000}{70859730} z + \frac{0}{I_z} y = 0,87 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 0,87 + 0,007 = 0,62 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 1,33 \text{ N mm}^2$$

$$1,33 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$0,62 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.7.1.3 SOLDADURA L3

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 3 con los valores por la expresión 9.11 y 9.12.

$$y = 0,5 e + a_3 \quad (9.11)$$

$$z = 0,5L_3 \quad (9.12)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 8 + 3 = 5,5 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 104 = 52 \text{ mm}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{4887}{7684} + \frac{260000}{70859730} z + \frac{0}{I_z} y = 0,83 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 0,83 + 0 = 0,58 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,007 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 1,27 \text{ N mm}^2$$

$$1,27 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

$$0,58 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.7.1.4 SOLDADURA L4

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 4 con los valores por la expresión 9.13 y 9.14.

$$y = 0,5 b + 2e_R + 2a_4 \quad (9.13)$$

$$z = 0,5L_4 \quad (9.14)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 160 + 2 \cdot 6 + 2 \cdot 5 = 133 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 400 = 200 \text{ mm}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{4887}{7684} + \frac{260000}{70859730} z + \frac{0}{I_z} y = 1,37 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 1,37 + 0 = 0,97 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,007 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 1,94 \text{ N mm}^2$$

$$1,94 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$0,97 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.8 UNIÓN DE LA PLACA T8

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 112.

$$\begin{aligned} M_f &= 0,51 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fy} &= 0,47 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 0,21 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V &= 0,014 \text{ kN} & V_y &= 0,107 \text{ kN} & V_z &= 0,048 \text{ kN} \\ N &= 9,577 \text{ kN} \end{aligned}$$

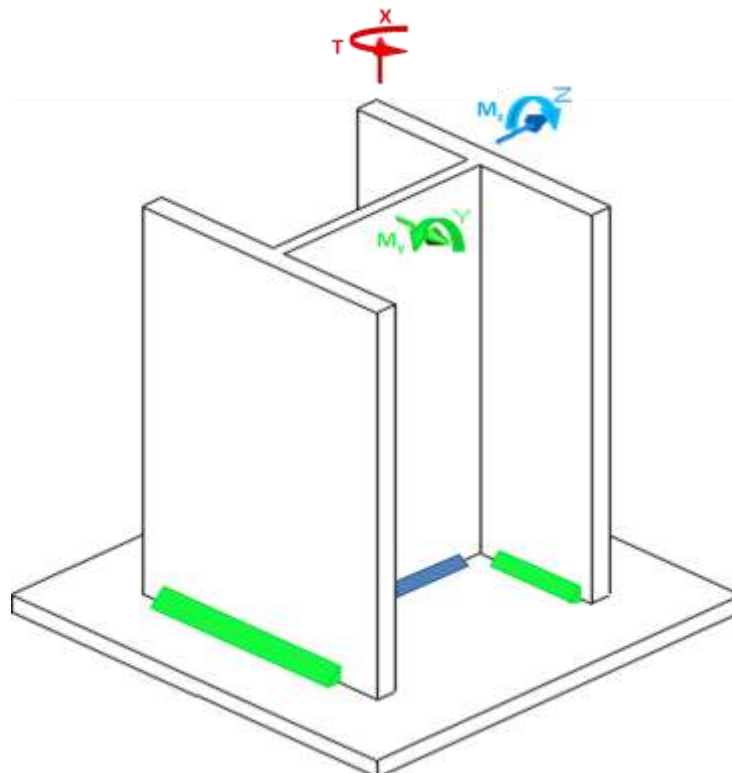


Figura 112. Placa T8 en 3D

Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 113.

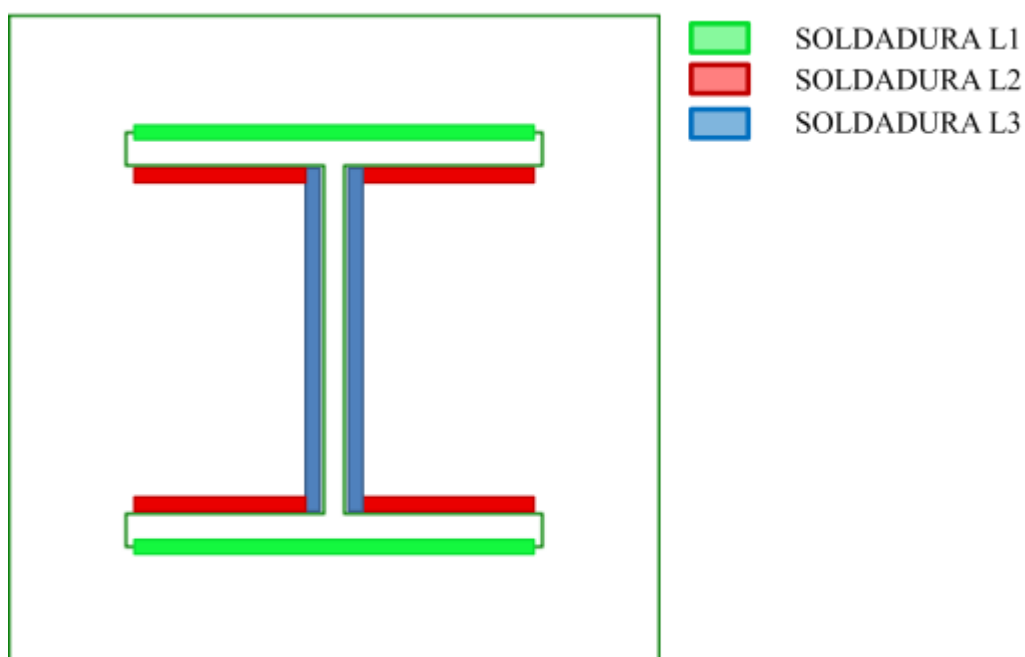


Figura 113. Placa T8 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil HEB 160
  - b; Longitud del ala, de 160 mm.
  - h; Altura de la sección del perfil, de 160 mm.
  - $h_1$ ; Distancia entre ala y ala, de 104 mm.
  - e; Espesor del alma, de 8 mm.
  - $e_1$ ; Espesor el ala, 13 mm.

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3
$a_i$	5	5	3

$L_i$	$L_1 \leq b$	$L_2 \leq \frac{b-e}{2} - a_3$	$L_3 \leq h_1$
	160	73	104

Tabla 86. Soldaduras en T8

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.

$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.8.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 \quad (9.15)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left( \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right)^2 + 4 a_2 L_2 \left( \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right)^2 + 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} \quad (9.16)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + 2 a_3 L_3 \left( \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2} \right)^2 \quad (9.17)$$

$$A_T = 2 \cdot 5 \cdot 160 + 4 \cdot 5 \cdot 73 + 2 \cdot 3 \cdot 104 + 2 \cdot 5 \cdot 400 = 3684 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 2 \cdot 5 \cdot 160 \left( \frac{160}{2} + \frac{5}{2} \right)^2 + 4 \cdot 5 \cdot 73 \left( \frac{160}{2} - \frac{5}{2} - 13 \right)^2 + 2 \frac{3 \cdot 104^3}{12} + 2 \frac{5 \cdot 400^3}{12} = 17526396 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2 \frac{5 \cdot 160^3}{12} + 2 \frac{5 \cdot 160^3}{12} - 2 \frac{5 \cdot 160 - 2 \cdot 73^3}{12} + 2 \cdot 3 \cdot 104 \left( \frac{8}{2} + \frac{3}{2} \right)^2$$

$$= 3429923 \text{ mm}^4$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5.

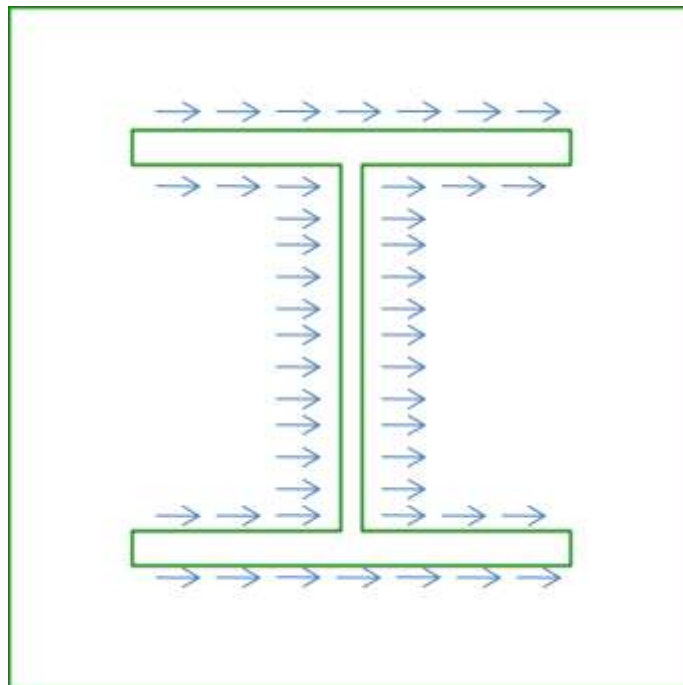


Figura 114. Tensión por efecto a  $V_y$

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_y = \frac{107}{3684} = 0,03 \text{ N mm}^2$$



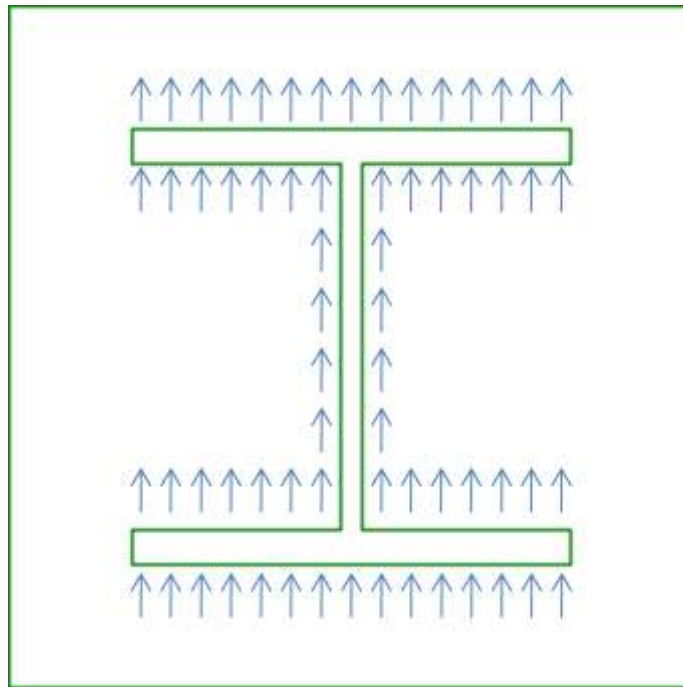


Figura 115. Tensión por efecto a  $V_z$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

$$\tau_z = \frac{48}{3684} = 0,01 \text{ N mm}^2$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.8.1.1 SOLDADURA L1

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 1 con los valores por la expresión 9.7 y 9.8.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = 0,5 h + a_1 \quad (9.8)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 160 = 80 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 160 + 5 = 82,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{9577}{3684} + \frac{470000}{17526396} z + \frac{210000}{3429923} y = 9,71 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 9,71 + 0,01 = 6,87 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,03 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 12,19 \text{ N mm}^2$$

$$12,19 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$6,87 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.8.1.2 SOLDADURA L2

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 2 con los valores por la expresión 9.7 y 9.10.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = \frac{h}{2} - e_1 - \frac{a_2}{2} \quad (9.10)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 160 = 80 \text{ mm}$$

$$z = \frac{160}{2} - 13 - \frac{5}{2} = 64,6 \text{ mm}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{9577}{3684} + \frac{470000}{17526396} z + \frac{210000}{3429923} y = 9,23 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 9,23 + 0,01 = 6,53 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,03 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 11,60 \text{ N mm}^2$$

$$11,60 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$6,53 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.8.1.3 SOLDADURA L3

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 3 con los valores por la expresión 9.11 y 9.12.

$$y = 0,5 e + a_3 \quad (9.11)$$

$$z = 0,5L_3 \quad (9.12)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 8 + 3 = 5,5 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 104 = 52 \text{ mm}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{9577}{3684} + \frac{470000}{17526396} z + \frac{210000}{3429923} y = 4,33 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 4,33 + 0,03 = 3,08 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,01 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 5,62 \text{ N mm}^2$$

$$5,62 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

$$3,08 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

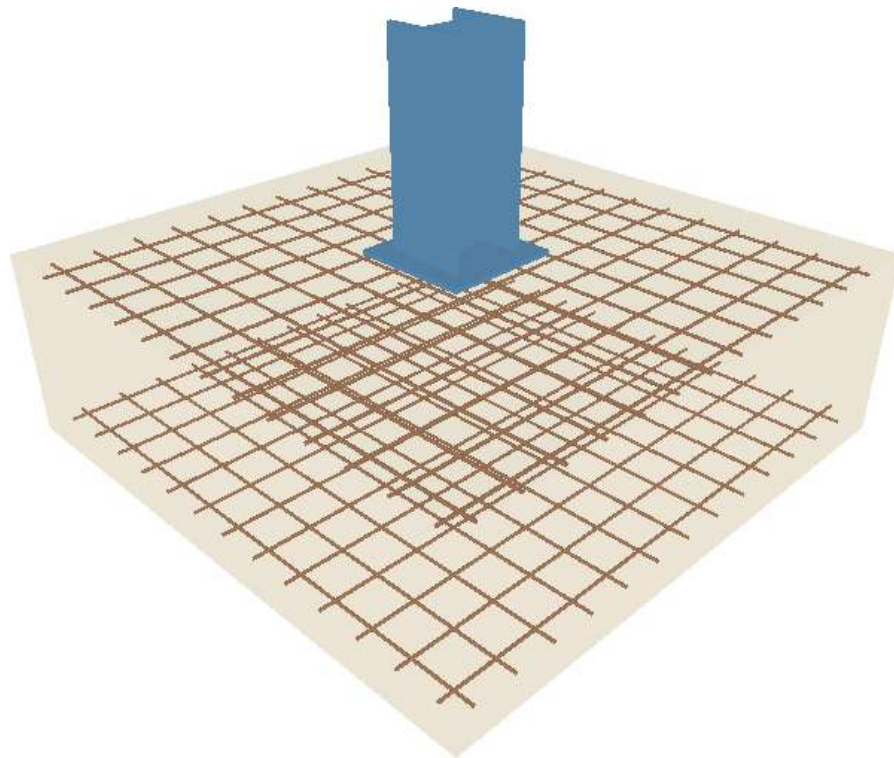
### 3.10 CÁLCULO DE ZAPATA

Para la aprobación de las zapatas dimensionadas por el Cype, el CTE recomienda por a través del punto 3 del apartado 2.4.2.4 que los reglamentos de los Documentos Básicos relativos a la seguridad estructural lo podemos verificar por medio del la norma EHE-08.

#### 3.10.1 ZAPATA T1

La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 116, y está sometida a las siguientes solicitaciones en la base del pilar:

$$\begin{aligned} M_f &= 5,91 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fy} &= 0,21 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 5,91 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V &= 4,503 \text{ kN} & V_y &= 4,499 \text{ kN} & V_z &= 0,190 \text{ kN} \\ N &= 48,027 \text{ kN} \end{aligned}$$



*Figura 116 .Zapata T1*

Las características de la cimentación son:

- Perfil HEB 300
  - b; Longitud del ala, de 300 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 300 mm.
  - $h_1$ ; Distancia entre ala y ala, de 208 mm.
  - e; Espesor del alma, de 19 mm.
  - $e_1$ ; Espesor el ala, 11 mm.
- Placa de anclaje 450x450x18 mm
- Zapata 215x215x70 cm

### **3.10.1.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL**

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 117.

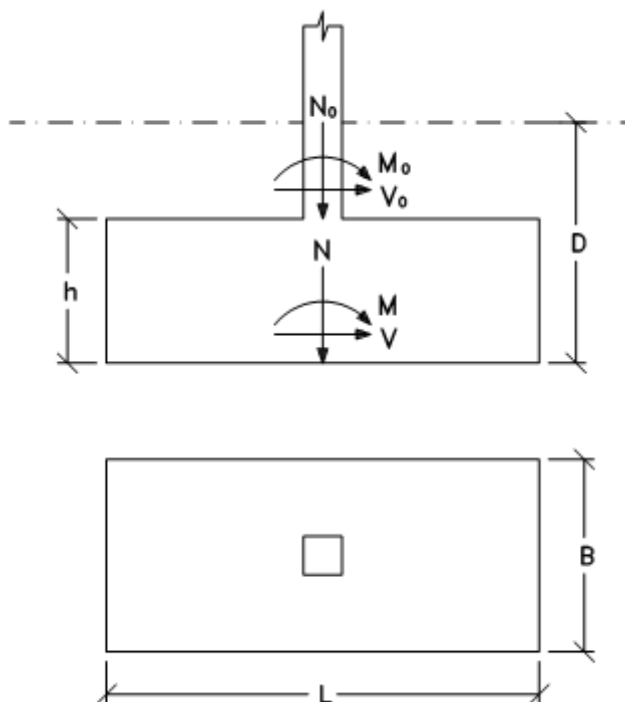


Figura 117. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \cdot \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$

$$N = 48,027 + 2,15 \cdot 2,15 \cdot 0,7 \cdot 25 = 129,0 \text{ kN}$$

$$M = 5,91 + 4,503 \cdot 0,7 = 9,1 \text{ kN m}$$

$$V = 4,5 \text{ kN}$$

Siendo:

$\gamma_{HA\ 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25\ kN\ m^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18\ kN\ m^3$ .

### 3.10.1.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{SV} = \frac{N^L}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{129[kN] \frac{2,15[m]}{2}}{9,1[kN\ m]} = 30,5$$

30,5 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 129 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 9,1 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 215 cm.

### 3.10.1.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.



$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{129 \cdot \tan \phi_d}{4,5} = 12,4$$

12,4 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 129 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 4,5 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.1.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{9,1}{129} = 0,07 \sim 0$$

Corresponde a una distribución uniforme de tensiones con expresión 10.10.

$$\sigma_{Ter.} = \frac{N}{B \cdot L} \quad (10.10)$$

$$\sigma_{Ter.} = \frac{129000 [N]}{2150 [mm] \cdot 2150 [mm]} = 0,02 \text{ N } mm^2 = 0,02 \text{ MPa}$$

$$0,02 < 1,25\sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 129 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 9,1 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 215 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 215 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.1.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.

$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

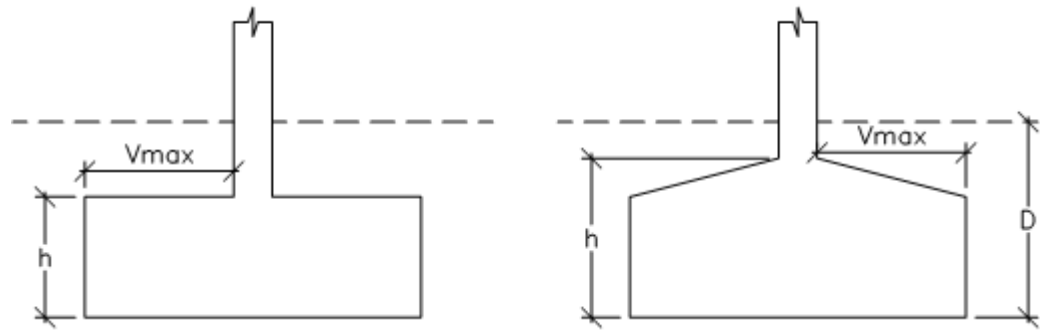


Figura 118. Zapata según EHE.

$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{2150 - 450}{2} = 850 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 700 = 1400 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 450 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 700 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 215 cm.

### 3.10.1.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 119.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$

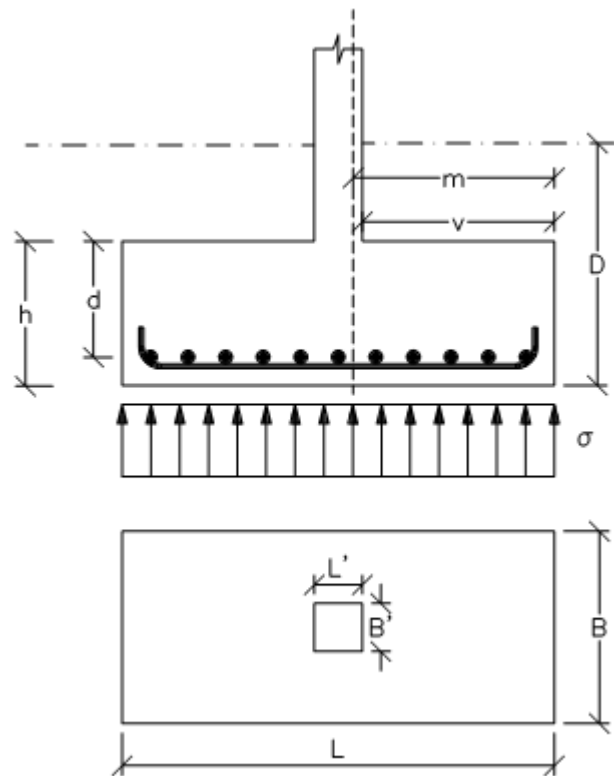


Figura 119. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

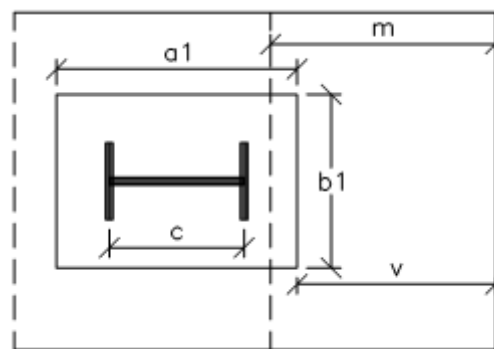


Figura 120. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 850 + \frac{450 - 300}{4} = 887,5 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial puede adoptarse una tensión media obtenida con la expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

Al obtener anteriormente una distribución de tensiones uniforme, tenemos que la  $\sigma_{max}$  y la  $\sigma_{min}$  son las mismas, así pues tendremos el mismo valor para  $\sigma$  y  $\sigma_1$ .

$$\sigma = \sigma_1 = 0,02 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

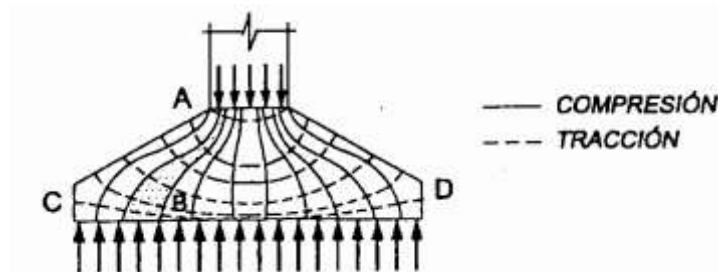


Figura 121. Red de isostáticas de una zapata aislada

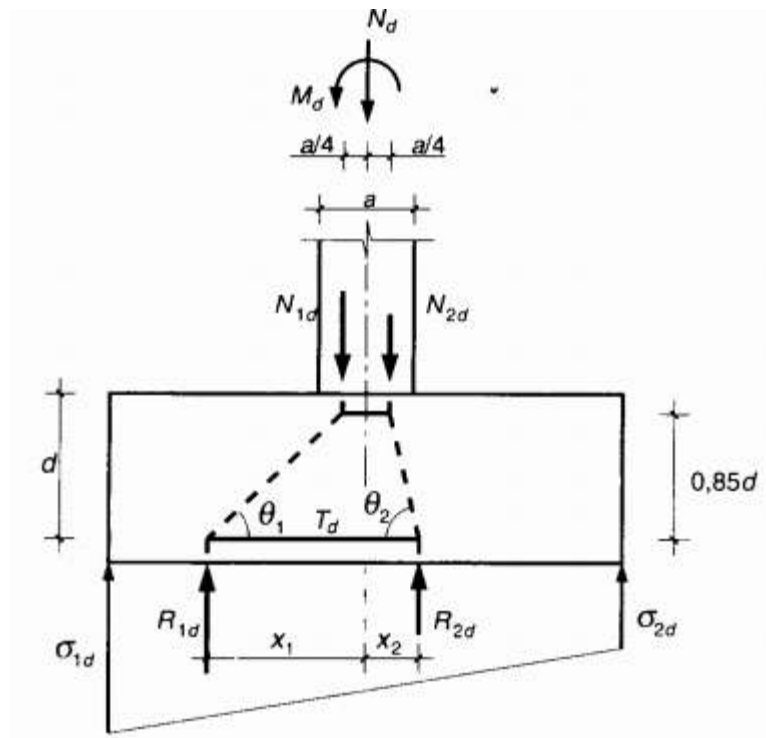


Figura 122. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,02 + 0,02}{2} 2150 \frac{2150}{2} = 46225 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{2150^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,02 + 0,02}{6} 2150}{R_{1d}} = 537,5 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 35931 \text{ N}$$

Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 300 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 700 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 215 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 215 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{35931}{\frac{400}{1,1}} = 99 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 2150 \cdot 700 = 2257 > 99 \text{ mm}^2$$

$$A = 2257 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$

$$A \cdot f_{yd} = 2257 \frac{400}{1,1} = 820727 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 2150 \cdot 700 \cdot 16,7 = 1005340 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1005340}{\frac{400}{1,1}} = 2765 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 12$ .

$$A = 2765 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 24$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B-2r-n\emptyset}{n-1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{2150 - 2 \cdot 70 - 24 \cdot 12}{24 - 1} + 12 = 87 \text{ mm}$$

Según el libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991, recomienda un mínimo de 10 cm de separación entre las barras.

$$S = 100 \text{ mm}$$

### 3.10.1.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE



La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura a una distancia de la cara del pilar.

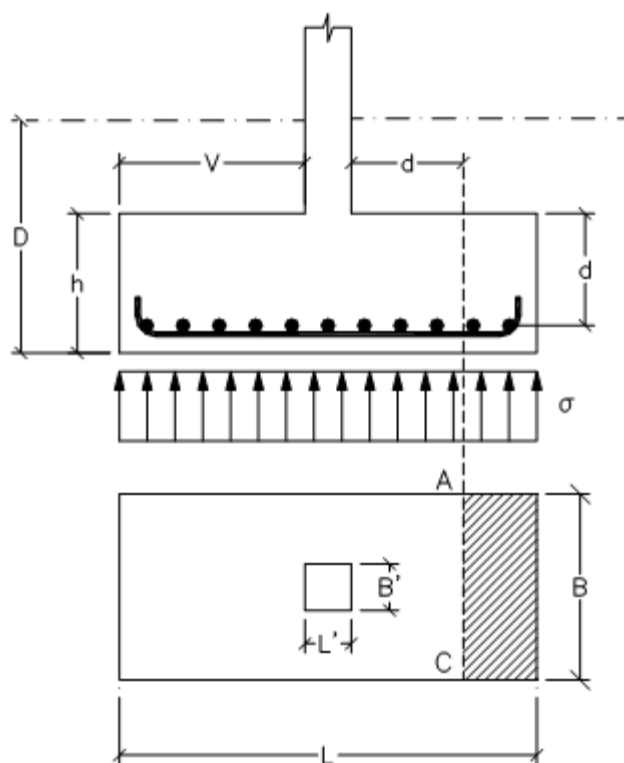


Figura 123. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,02 \cdot 2150 \cdot 850 - 700 = 10320 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde

$$\xi = 1 + \frac{200}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{200}{700} = 1,53$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{24 \cdot 12}{2150 \cdot 700}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 216110$$

$$V_d < V_{cu} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.1.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{35931}{2765} = 13 \text{ N } mm^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de Ø12 mm separadas 100 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.10.2 ZAPATA T2

La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 124, y está sometida a las siguientes solicitaciones en la base del pilar:

$$M_f = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 0 \text{ kN}$$

$$N = 1,06 \text{ kN}$$

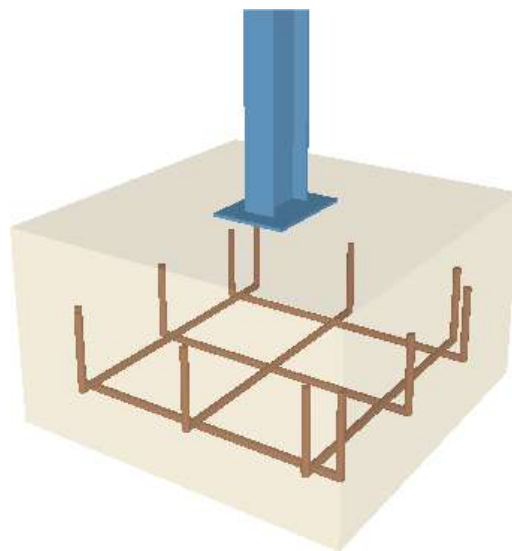


Figura 124. Zapata T2

Las características de la cimentación son:

- Perfil IPE 160
  - b; Longitud del ala, de 82 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 160 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 127 mm.
  - e; Espesor del alma, de 5 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 7,4 mm.
- Placa de anclaje 200x150x7 mm
- Zapata 70x70x40 cm

### 3.10.2.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 125.

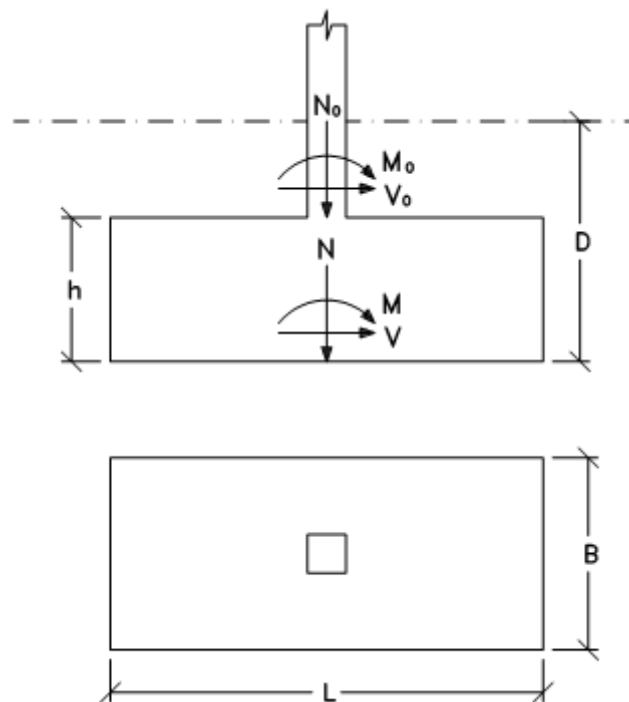


Figura 125. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$

$$N = 1,06 + 0,7 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 25 = 5,96 \text{ kN}$$

$$M = 0 + 1,06 \cdot 0,4 = 0,424 \text{ kN m}$$

$$V = 0 \text{ kN}$$

Siendo:

$\gamma_{HA 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25 \text{ kN m}^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18 \text{ kN m}^3$ .

### 3.10.2.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{SV} = \frac{N \frac{L}{2}}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{5,96[\text{kN}] \frac{0,7[\text{m}]}{2}}{0,424[\text{kN m}]} = 4,9$$

4,9 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 5,96 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,424 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 70 cm.

### 3.10.2.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{5,96 \cdot \tan \phi_d}{1} = 2,5$$

2,5 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 5,96 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 1 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.2.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{0,424}{5,96} = 0,07 \sim 0$$

Corresponde a una distribución uniforme de tensiones con expresión 10.10.

$$\sigma_{Ter.} = \frac{N}{B \cdot L} \quad (10.10)$$

$$\sigma_{Ter.} = \frac{5960 [N]}{700 [mm] \cdot 700 [mm]} = 0,012 N \text{ mm}^2 = 0,012 MPa$$

$$0,012 < 1,25\sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 5,96 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,424 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 70 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 70 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.2.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.

$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

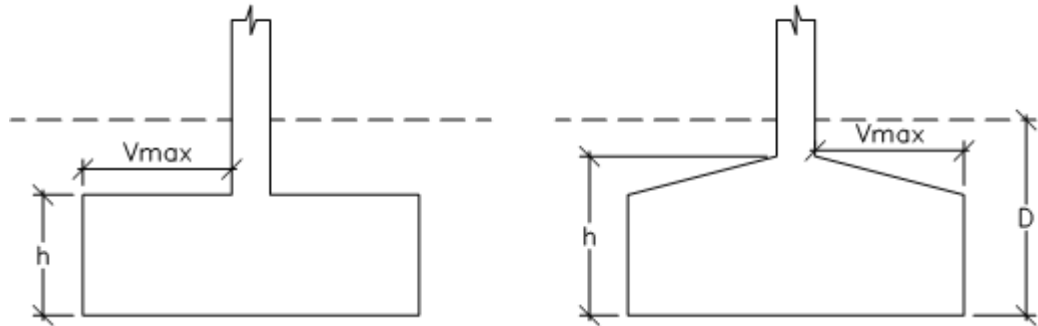


Figura 126. Zapata según EHE.

$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{700 - 200}{2} = 250 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 400 = 800 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 200 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 400 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 70 cm.

### 3.10.2.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 127.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$



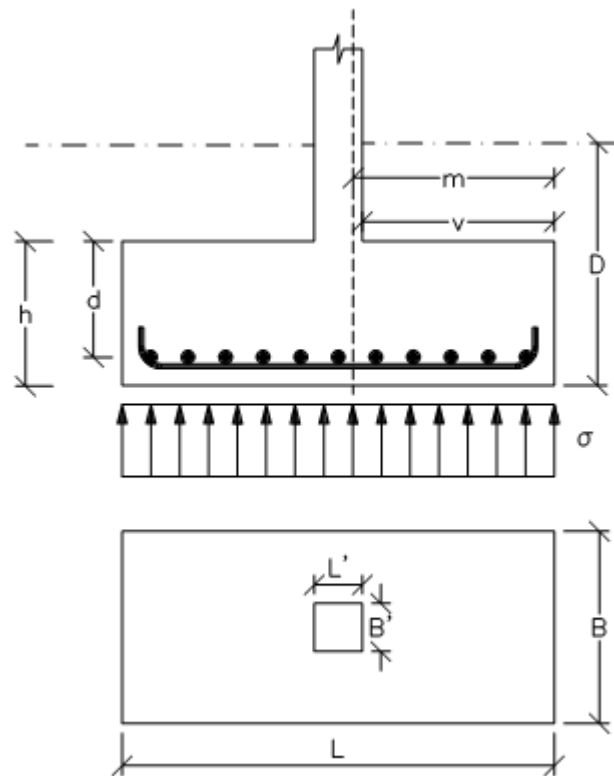


Figura 127. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

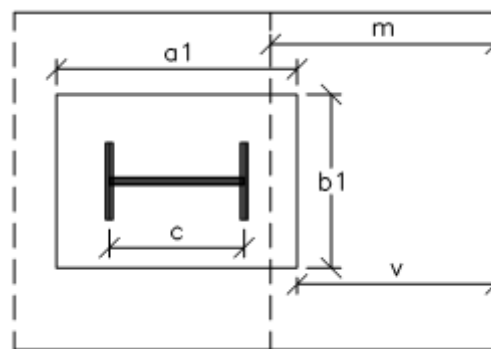


Figura 128. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 250 + \frac{200 - 160}{4} = 260 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial puede adoptarse una tensión media obtenida con la expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

Al obtener anteriormente una distribución de tensiones uniforme, tenemos que la  $\sigma_{max}$  y la  $\sigma_{min}$  son las mismas, así pues tendremos el mismo valor para  $\sigma$  y  $\sigma_1$ .

$$\sigma = \sigma_1 = 0,012 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

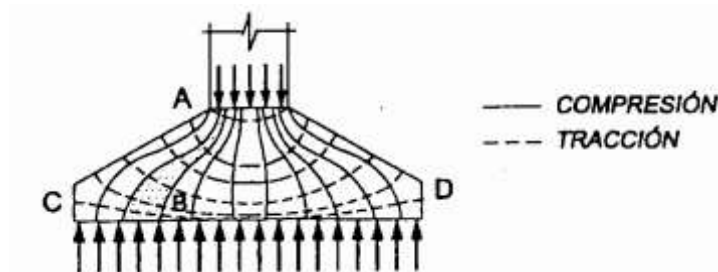


Figura 129. Red de isostáticas de una zapata aislada

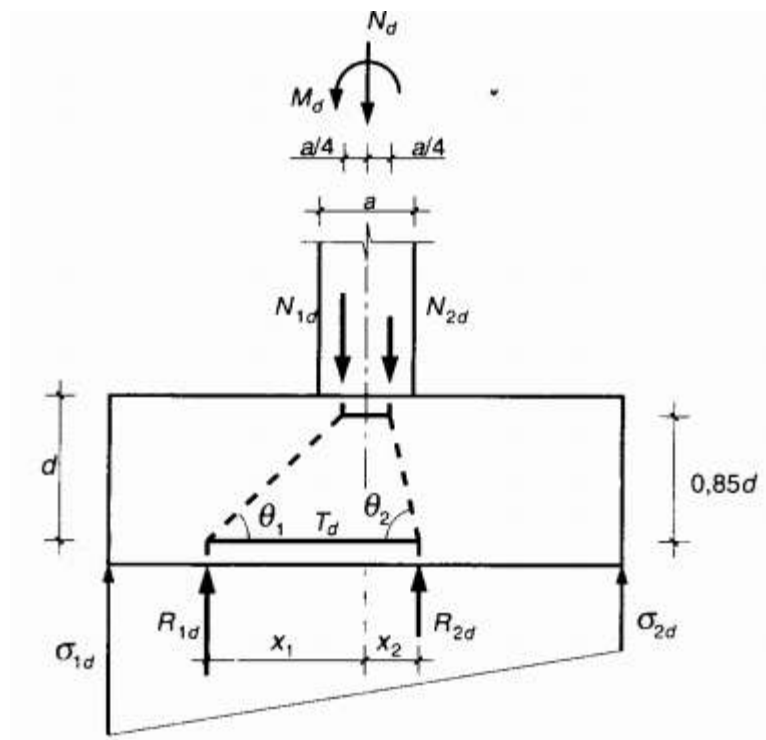


Figura 130. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,012 + 0,012}{2} 700 \frac{700}{2} = 2940 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{700^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,012 + 0,012}{6} 700}{R_{1d}} = 175 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 1167 \text{ N}$$

Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 160 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 400 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 70 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 70 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{1167}{\frac{400}{1,1}} = 3,2 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 700 \cdot 400 = 420 > 3,2 \text{ mm}^2$$

$$A = 420 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$

$$A \cdot f_{yd} = 420 \frac{400}{1,1} = 152727 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 700 \cdot 400 \cdot 16,7 = 187040 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{187040}{\frac{400}{1,1}} = 514,36 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 16$ .

$$A = 514,36 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 2,5 \approx 3$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B-2r-n\emptyset}{n-1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{700 - 2 \cdot 70 - 3 \cdot 16}{3 - 1} + 16 = 272 \text{ mm}$$

### 3.10.2.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura a una distancia de la cara del pilar.

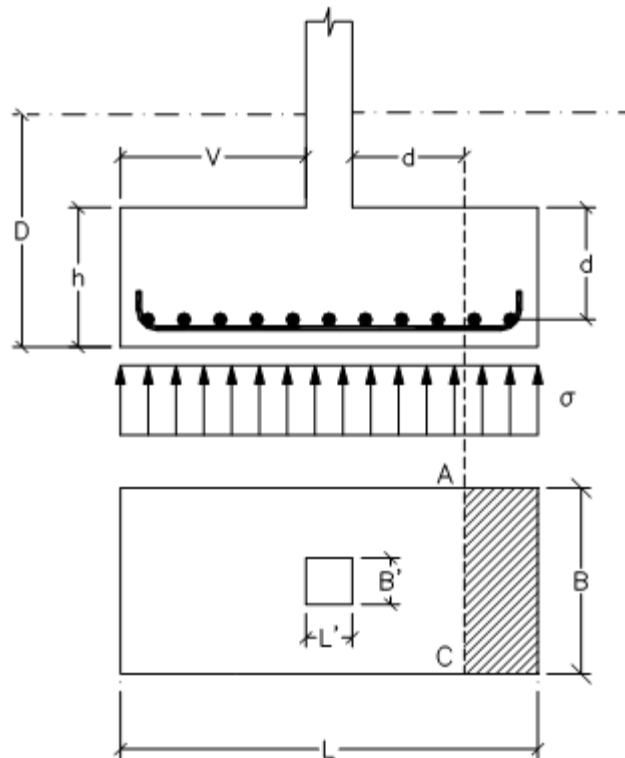


Figura 131. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,012 \cdot 700 \cdot 250 - 400 = -2016 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{400} = 1,70$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{3 \cdot 16}{700 \cdot 400}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 43065 \text{ N}$$

$$V_d < V_{cu} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.2.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{1167}{514,36} = 2,3 \text{ N mm}^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de Ø16 mm separadas 272 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.10.3 ZAPATA T3

La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 132, y está sometida a las siguientes sollicitaciones en la base del pilar:

$$\begin{aligned}M_f &= 9,89 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fy} &= 9,77 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 1,53 \text{ kN} \cdot \text{m} \\V &= 8,175 \text{ kN} & V_y &= 0,657 \text{ kN} & V_z &= 8,149 \text{ kN} \\N &= 72,220 \text{ kN}\end{aligned}$$

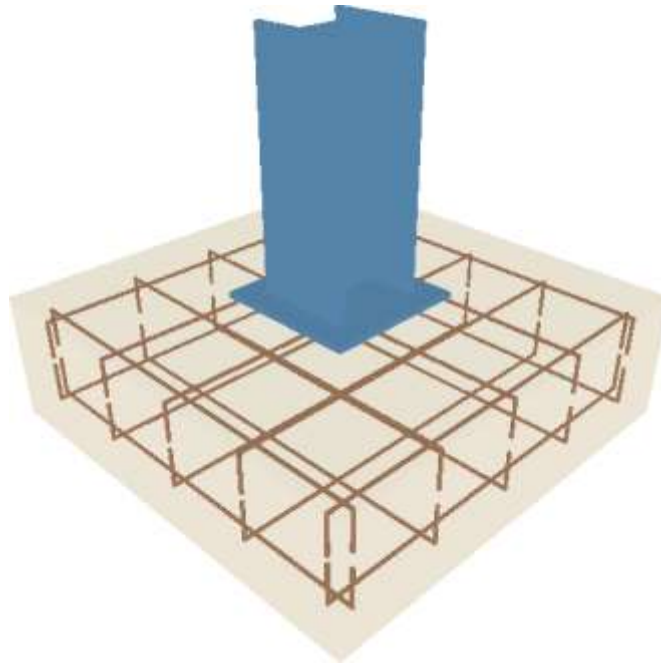


Figura 132. Zapata T3

Las características de la cimentación son:

- Perfil HEB 300
  - b; Longitud del ala, de 300 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 300 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 208 mm.
  - e; Espesor del alma, de 11 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 19 mm.
- Placa de anclaje 450x450x18 mm
- Zapata 135x135x40 cm



### 3.10.3.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 133.

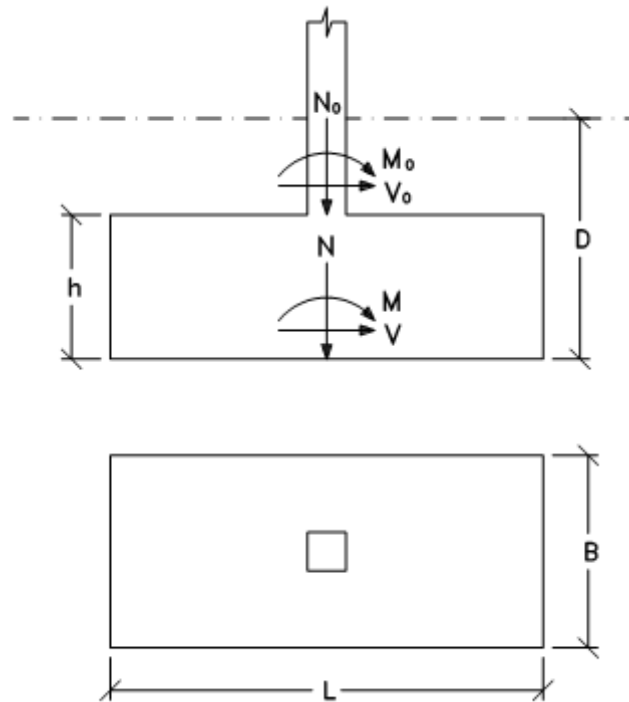


Figura 133. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \cdot \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$

$$N = 72,22 + 1,35 \cdot 1,35 \cdot 0,4 \cdot 25 = 90,4 \text{ kN}$$

$$M = 9,89 + 72,22 \cdot 0,4 = 38,8 \text{ kN m}$$

$$V = 8,175 \text{ kN}$$

Siendo:

$\gamma_{HA 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25 \text{ kN m}^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18 \text{ kN m}^3$ .

### 3.10.3.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{SV} = \frac{N^L}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{90,4[\text{kN}] \frac{1,35[\text{m}]}{2}}{38,8[\text{kN m}]} = 1,57$$

1,57 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 90,4 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 38,8 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 135 cm.

### 3.10.3.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{90,4 \cdot \tan \phi_d}{8,175} = 4,8$$

4,8 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 90,4 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 8,175 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.3.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{38,8}{90,4} = 0,4 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1,35}{6} = 0,225 \text{ m}$$

Correspondería una distribución triangular con una zona comprimida y una traccionada. Como no puede haber tracción entre el hormigón y el terreno se acepta que se produce una redistribución de tensiones de forma que se produzca un equilibrio de esfuerzos (figura 134). Aplicamos las expresiones 10.27, 10.28 y 10.29.

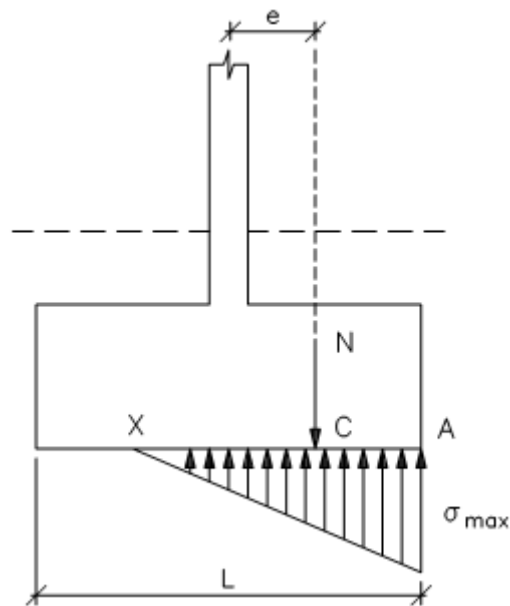


Figura 134. Distribución triangular de tensiones.

$$N = \frac{\sigma_{max} \cdot AX}{2} B \quad (10.27)$$

$$AC = \frac{AX}{3} = \frac{L}{2} - e; \quad AX = \frac{3L}{2} - 3e \quad (10.28)$$

$$\sigma_{max} = \frac{4N}{3L - 2eB} \quad (10.29)$$

$$AX = \frac{3L}{2} - 3e = \frac{3 \cdot 1,35}{2} - 3 \cdot 0,4 = 0,825 \text{ m}$$

$$AC = \frac{AX}{3} = 0,275 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{4 \cdot 90,4}{3 \cdot 1350 - 2 \cdot 400 \cdot 1350} = 0,162 \text{ N/mm}^2 = 0,162 \text{ MPa}$$

$$N = \frac{\sigma_{max} \cdot AX}{2} B = \frac{\sigma_{max} \cdot AX}{2} 1350 = 90400 \text{ N}$$

$$0,162 < 1,25\sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 90,4 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 38,8 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 135 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 135 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.3.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.

$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

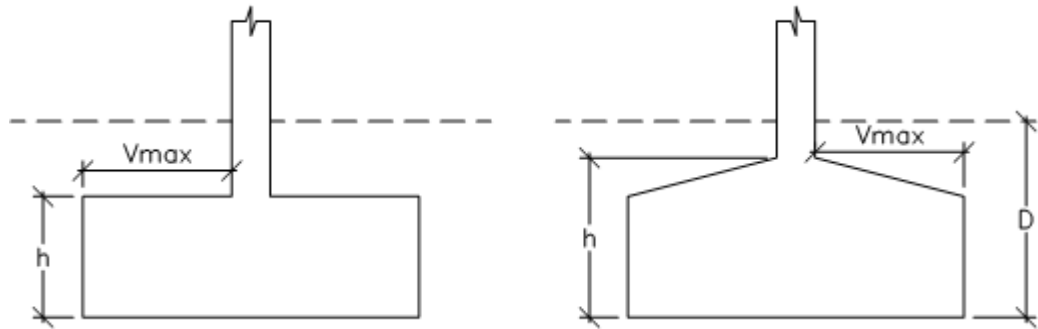


Figura 135. Zapata según EHE.

$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{1350 - 450}{2} = 450 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 400 = 800 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 450 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 400 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 135 cm.

### 3.10.3.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 136.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$

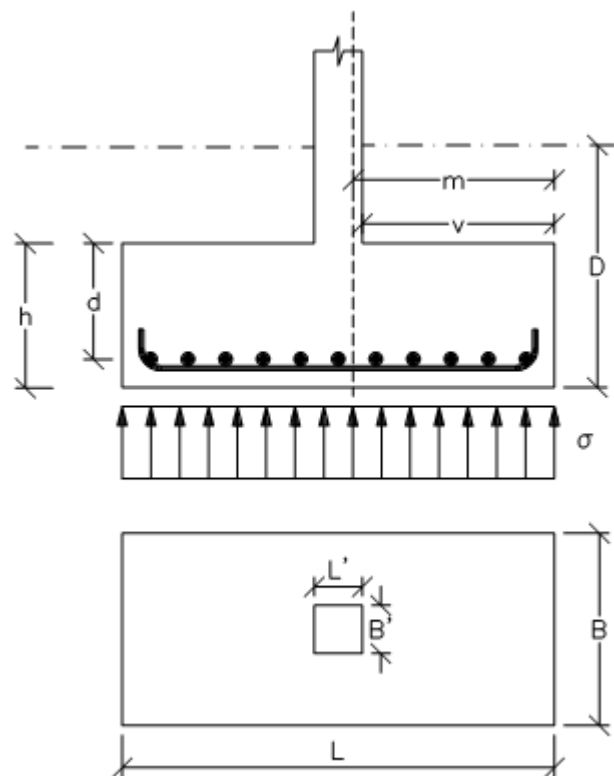


Figura 136. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

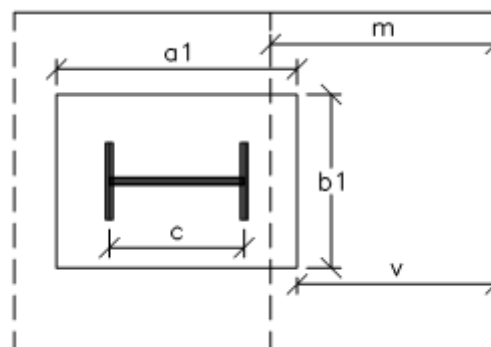


Figura 137. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 450 + \frac{450 - 300}{4} = 487,5 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial (figura 138) puede adoptarse una tensión media obtenida con la expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \rightarrow \frac{0,162 - 0}{1350} = \frac{\sigma'}{1350 - 487,5} \rightarrow \sigma' = 0,103 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} = \sigma' + 0 = 0,103 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} = \frac{0,162 + \sigma_1}{2} = 0,133 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

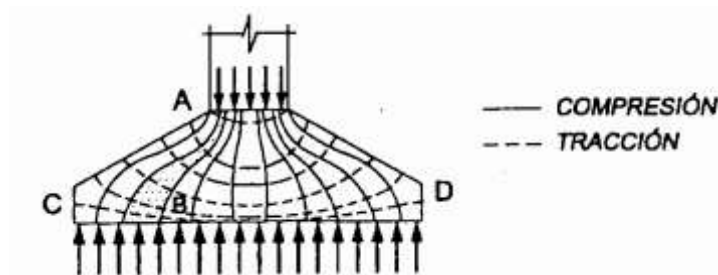


Figura 138. Red de isostáticas de una zapata aislada



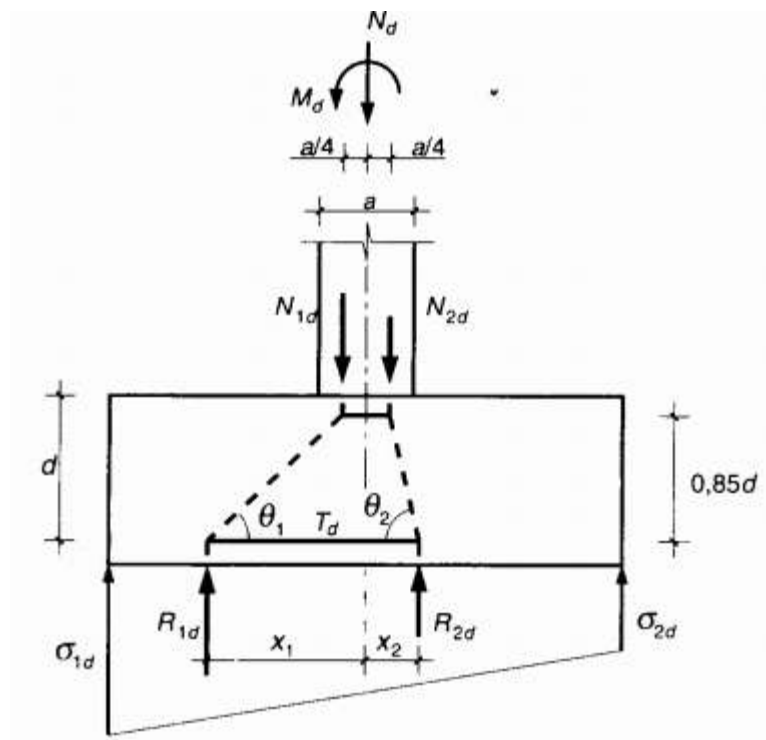


Figura 139. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,162 + 0,103}{2} 1350 \frac{1350}{2} = 120741 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{1350^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,162 + 0,103}{6} 1350}{R_{1d}} = 362 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 101920 \text{ N}$$

Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 300 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 400 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 135 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 135 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{101920}{\frac{400}{1,1}} = 280 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 1350 \cdot 400 = 810 > 280 \text{ mm}^2$$

$$A = 810 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$

$$A \cdot f_{yd} = 810 \frac{400}{1,1} = 294545 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 1350 \cdot 400 \cdot 16,7 = 360720 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{360720}{\frac{400}{1,1}} = 992 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 12$ .

$$A = 992 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 8,7 \approx 9$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B - 2r - n\emptyset}{n - 1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{1350 - 2 \cdot 70 - 9 \cdot 12}{9 - 1} + 12 = 150 \text{ mm}$$

### 3.10.3.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura a una distancia de la cara del pilar.

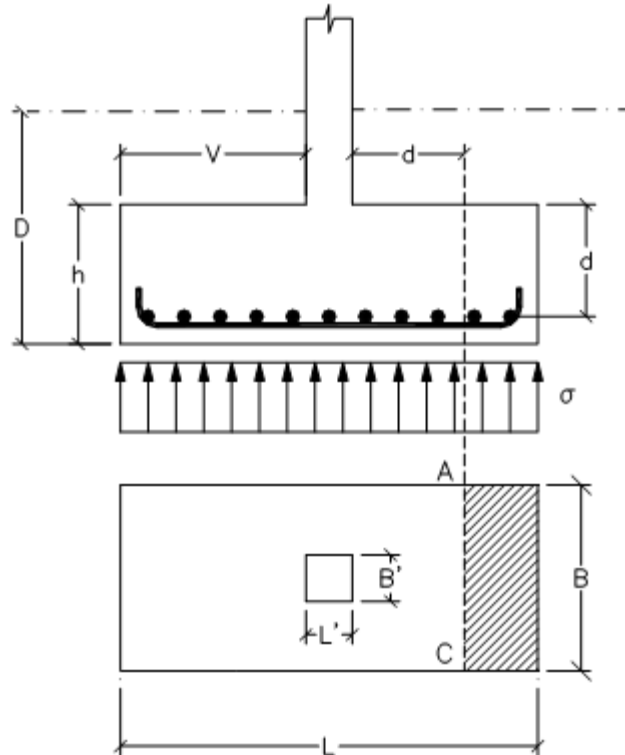


Figura 140. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,133 \cdot 1350 \cdot 450 - 400 = 14364 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{400} = 1,70$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{9 \cdot 12}{1350 \cdot 400}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 87434 \text{ N}$$

$$V_d < V_{cu} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.3.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{101920}{992} = 103 \text{ N } mm^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de Ø12 mm separadas 150 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.10.4 ZAPATA T4

La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 141, y está sometida a las siguientes solicitaciones en la base del pilar:

$$\begin{aligned}M_f &= 6,64 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fy} &= 3,07 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 5,89 \text{ kN} \cdot \text{m} \\V &= 4,599 \text{ kN} & V_y &= 4,443 \text{ kN} & V_z &= 1,191 \text{ kN} \\N &= 72,220 \text{ kN}\end{aligned}$$

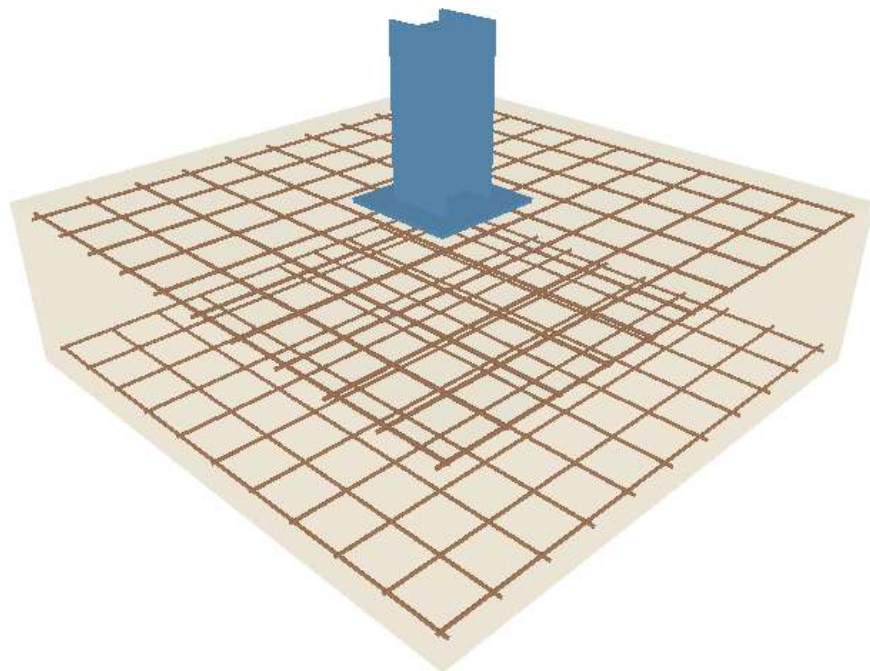


Figura 141. Zapata T4

Las características de la cimentación son:

- Perfil HEB 300
  - b; Longitud del ala, de 300 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 300 mm.
  - $h_1$ ; Distancia entre ala y ala, de 208 mm.
  - e; Espesor del alma, de 11 mm.
  - $e_1$ ; Espesor el ala, 19 mm.
- Placa de anclaje 550x550x20 mm
- Zapata 265x265x80 cm

### 3.10.4.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 142.

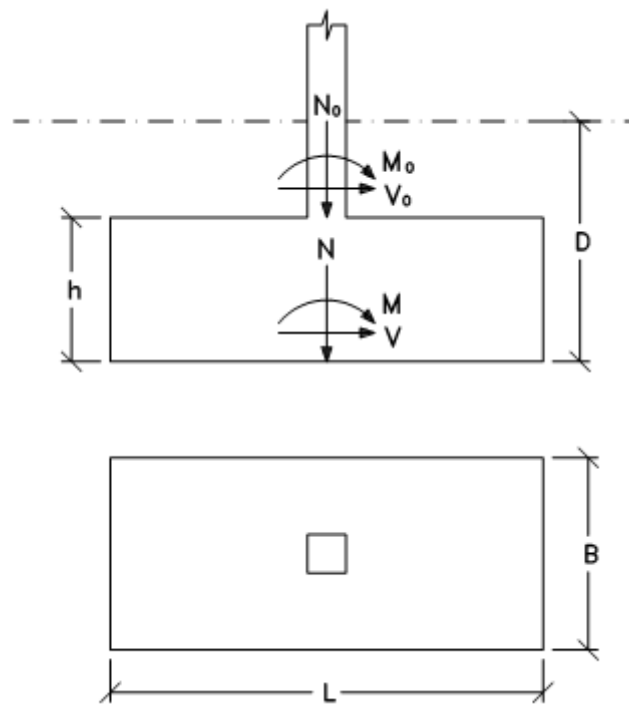


Figura 142. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \cdot \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$

$$N = 72,220 + 2,65 \cdot 2,65 \cdot 0,8 \cdot 25 = 213 \text{ kN}$$

$$M = 6,64 + 4,599 \cdot 0,8 = 10,3 \text{ kN m}$$

$$V = 4,599 \text{ kN}$$

Siendo:

$\gamma_{HA 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25 \text{ kN m}^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18 \text{ kN m}^3$ .

### 3.10.4.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{sv} = \frac{N^L}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{213[\text{kN}] \frac{2,65[\text{m}]}{2}}{10,3[\text{kN m}]} = 27,3$$

27,3 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 213 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 10,3 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 265 cm.



### 3.10.4.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{213 \cdot \tan \phi_d}{4,599} = 19,9$$

19,9 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 213 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 4,599 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.4.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{10,3}{213} = 0,04 \sim 0$$

Corresponde a una distribución uniforme de tensiones con expresión 10.10.

$$\sigma_{Ter.} = \frac{N}{B \cdot L} \quad (10.10)$$

$$\sigma_{Ter.} = \frac{213000 [N]}{2650 [mm] \cdot 2650 [mm]} = 0,03 \text{ N } mm^2 = 0,03 \text{ MPa}$$

$$0,03 < 1,25\sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 213 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 10,3 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 265 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 265 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.4.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.

$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

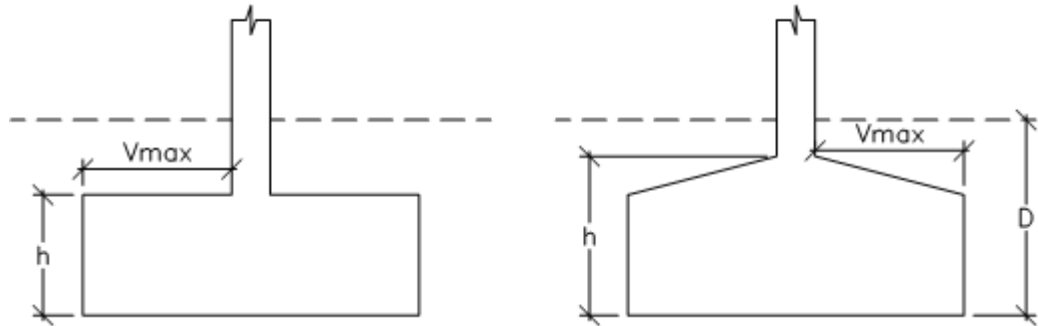


Figura 143. Zapata según EHE.

$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{2650 - 550}{2} = 1050 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 800 = 1600 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 550 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 800 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 265 cm.

### 3.10.4.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 144.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$

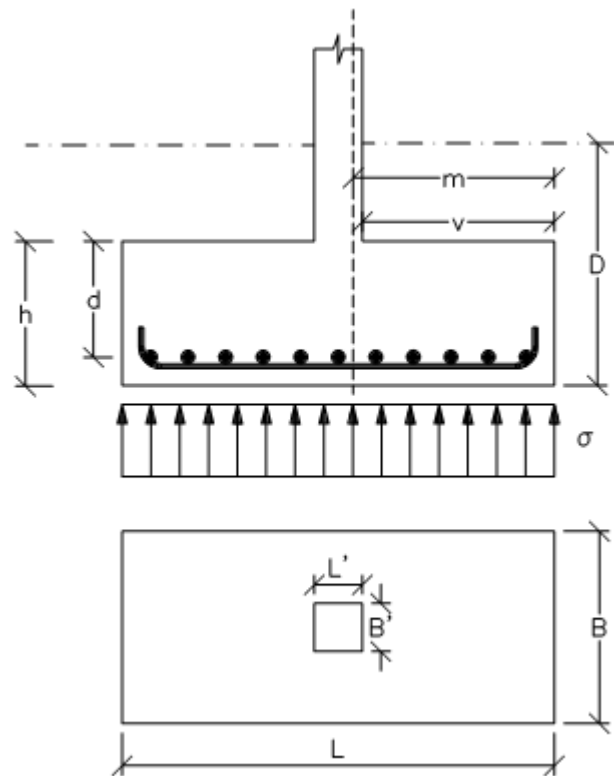


Figura 144. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

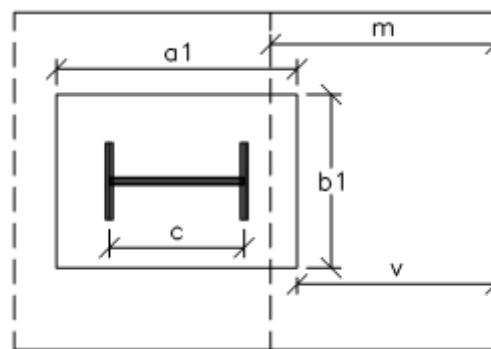


Figura 145. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 1050 + \frac{550 - 300}{4} = 1112,5 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial (figura 146) puede adoptarse una tensión media obtenida con las expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

Al obtener anteriormente una distribución de tensiones uniforme, tenemos que la  $\sigma_{max}$  y la  $\sigma_{min}$  son las mismas, así pues tendremos el mismo valor para  $\sigma$  y  $\sigma_1$ .

$$\sigma = \sigma_1 = 0,03 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

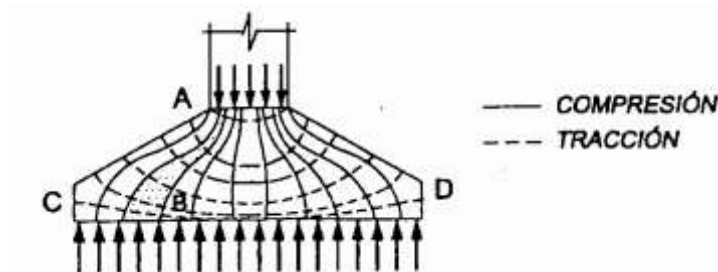


Figura 146. Red de isostáticas de una zapata aislada

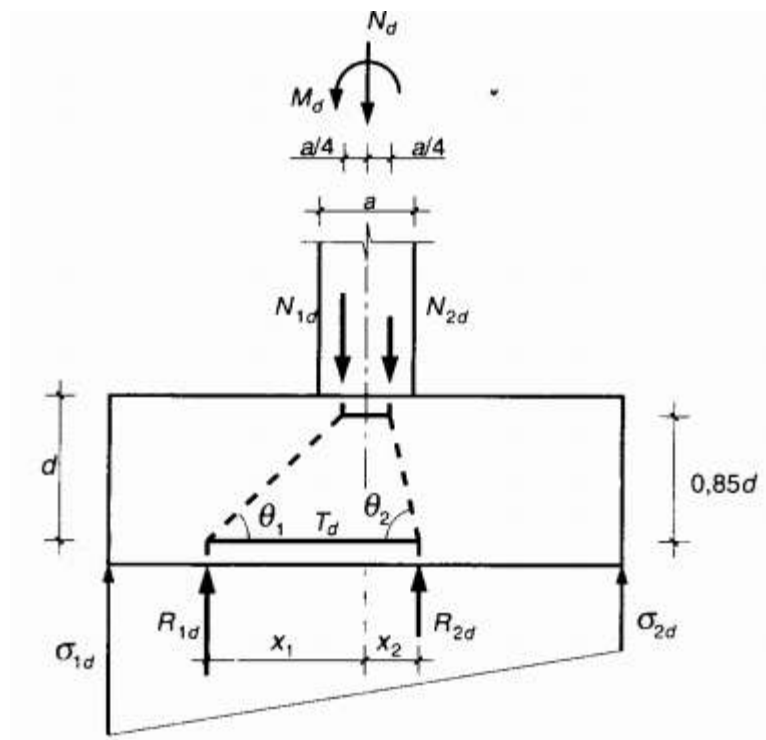


Figura 147. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,03 + 0,03}{2} 2650 \frac{2650}{2} = 105337 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{2650^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,03 + 0,03}{6} 2650}{R_{1d}} = 662,5 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 91008 \text{ N}$$

Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 300 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 800 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 265 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 265 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{91008}{\frac{400}{1,1}} = 250 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 2650 \cdot 800 = 3180 > 250 \text{ mm}^2$$

$$A = 3180 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$

$$A \cdot f_{yd} = 3180 \frac{400}{1,1} = 1156364 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 2650 \cdot 800 \cdot 16,7 = 1416160 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1416160}{\frac{400}{1,1}} = 3894 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 16$ .

$$A = 3894 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 19$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B-2r-n\emptyset}{n-1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{2650 - 2 \cdot 70 - 19 \cdot 16}{19 - 1} + 12 = 138 \text{ mm}$$

### 3.10.4.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.



La sección de referencia se indica en la figura a una distancia  $d$  de la cara del pilar.

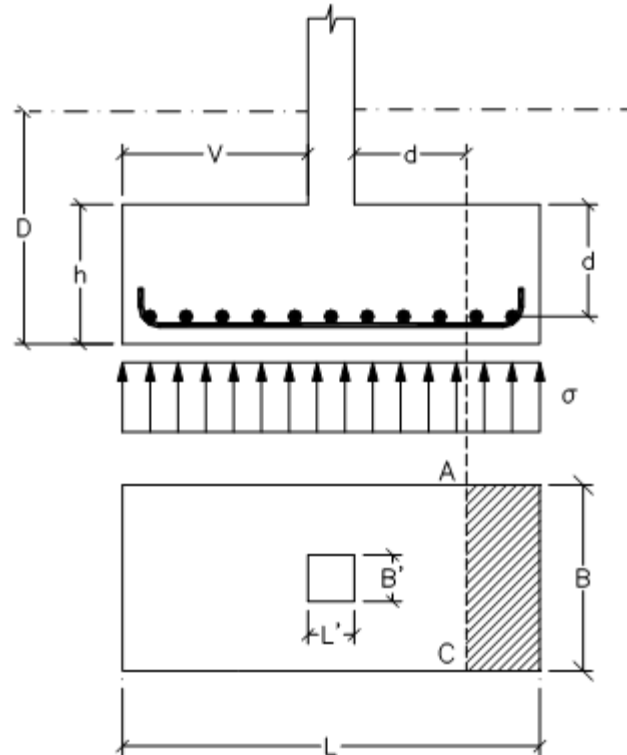


Figura 148. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,03 \cdot 2650 \cdot 1050 - 800 = 31800 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{800} = 1,5$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{19 \cdot 16}{2650 \cdot 800}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 271082$$

$$V_d < V_{cu} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.4.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{91008}{3894} = 23 \text{ N } mm^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de Ø16 mm separadas 138 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.10.5 ZAPATA T5

La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 149, y está sometida a las siguientes solicitaciones en la base del pilar:

$$M_{fy} = 19,51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 5,920 \text{ kN}$$

$$N = 20,664 \text{ kN}$$

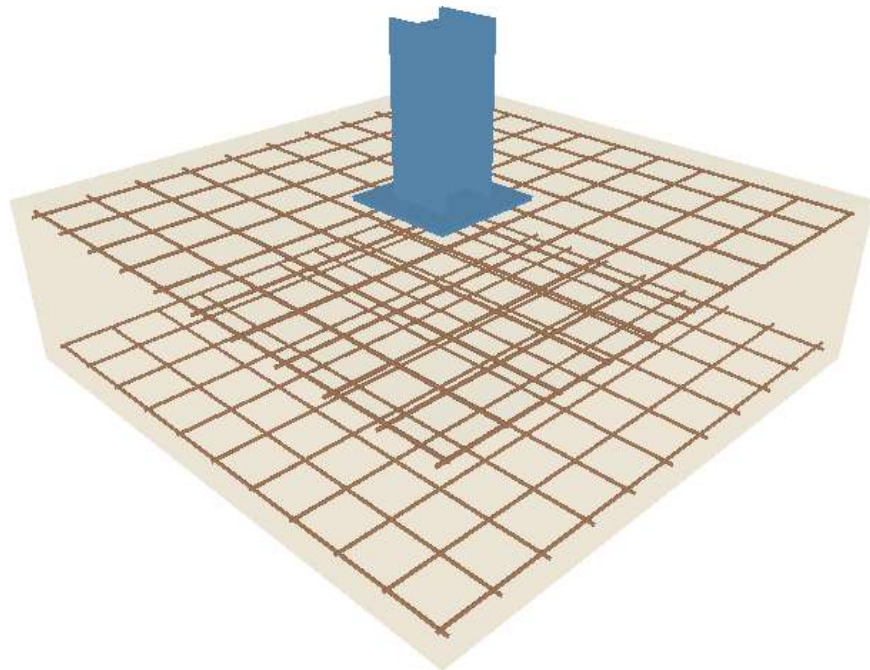


Figura 149. Zapata T5

Las características de la cimentación son:

- Perfil HEB 240
  - b; Longitud del ala, de 240 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 240 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 164 mm.
  - e; Espesor del alma, de 10 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 17 mm.
- Placa de anclaje 550x550x20 mm
- Zapata 305x305x65 cm

### 3.10.5.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 150.

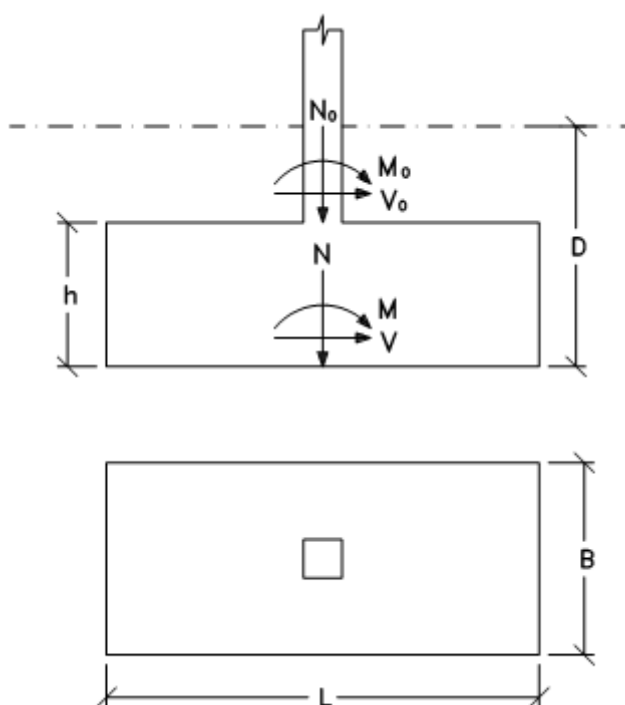


Figura 150. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$

$$N = 20,664 + 3,05 \cdot 3,05 \cdot 0,65 \cdot 25 = 172 \text{ kN}$$

$$M = 19,51 + 5,920 \cdot 0,65 = 23,3 \text{ kN m}$$

$$V = 5,920 \text{ kN}$$

Siendo:

$\gamma_{HA 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25 \text{ kN m}^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18 \text{ kN m}^3$ .

### 3.10.5.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{SV} = \frac{N^L}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{172[\text{kN}] \frac{3,05[\text{m}]}{2}}{23,3[\text{kN m}]} = 11,2$$

11,2 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 172 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 23,3 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

### 3.10.5.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{172 \cdot \tan \phi_d}{5,92} = 12,5$$

12,5 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 172 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 5,92 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.5.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{23,3}{172} = 0,135 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{3,05}{6} = 0,51 \text{ m}$$

Corresponde una distribución trapecial de tensiones (figura 151). Aplicamos las expresiones 10.31 y 10.32.

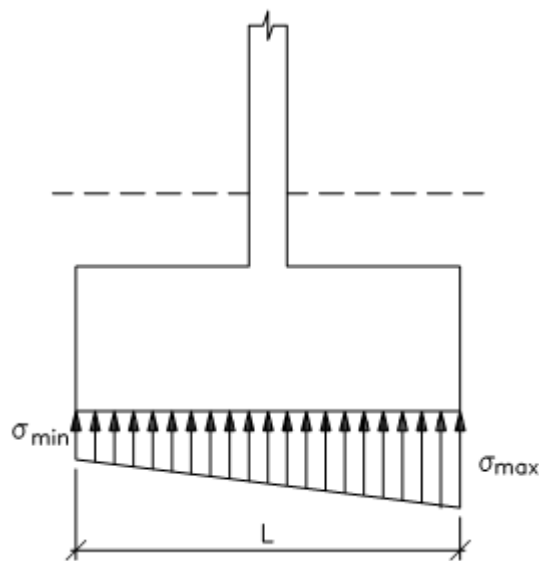


Figura 151. Distribución trapecial de tensiones.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \quad (10.31)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) \quad (10.32)$$

$$\sigma_{max} = \frac{172000}{3050 \cdot 3050} \left( 1 + \frac{6 \cdot 135}{3050} \right) = 0,023 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{172000}{3050 \cdot 3050} \left( 1 - \frac{6 \cdot 135}{3050} \right) = 0,013 \text{ MPa}$$

$$0,023 < 1,25\sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 172 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 23,3 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 305 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.5.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.

$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

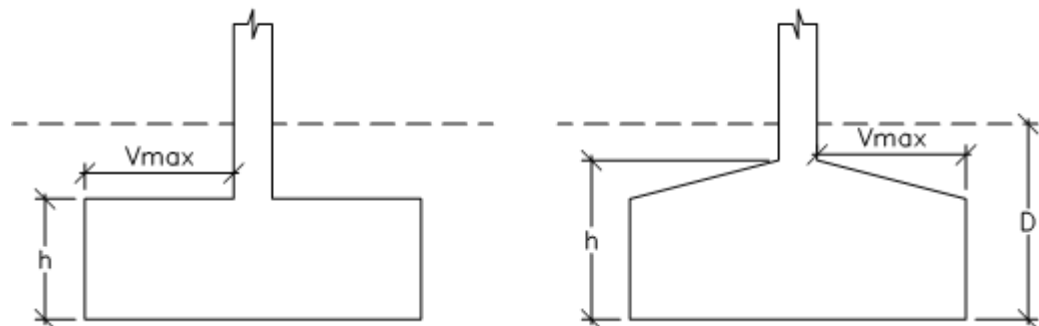


Figura 152. Zapata según EHE.



$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{3050 - 550}{2} = 1250 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 650 = 1300 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 550 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 650 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

### 3.10.5.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 153.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$

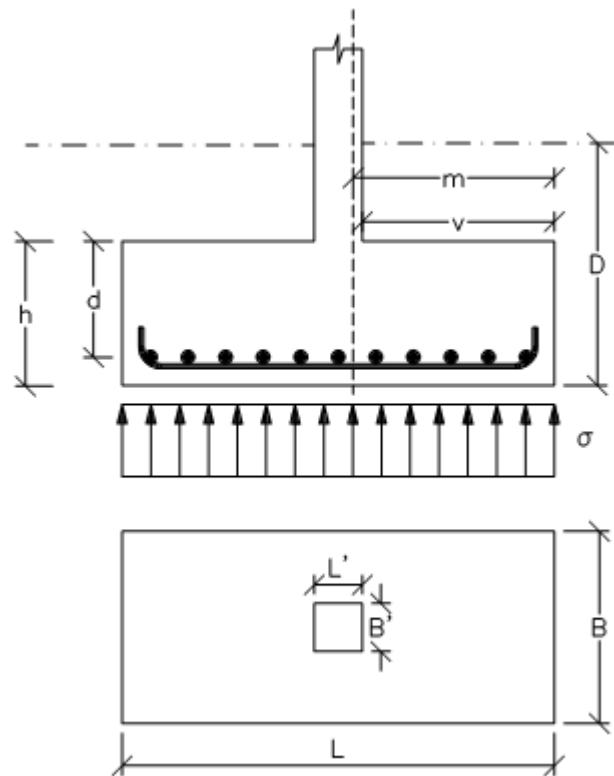


Figura 153. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

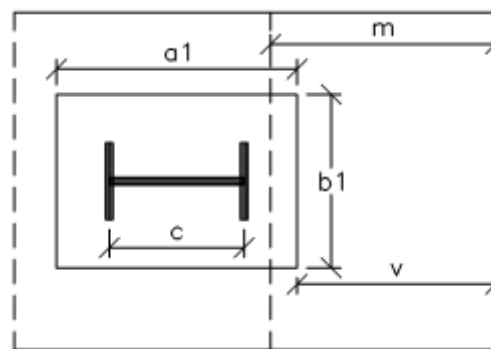


Figura 154. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 1250 + \frac{550 - 240}{4} = 1312,5 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial (figura 155) puede adoptarse una tensión media obtenida con las expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \rightarrow \frac{0,023 - 0,013}{3050} = \frac{\sigma'}{3050 - 1327,5} \rightarrow \sigma' = 0,006 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} = \sigma' + 0,013 = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} = \frac{0,023 + \sigma_1}{2} = 0,021 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

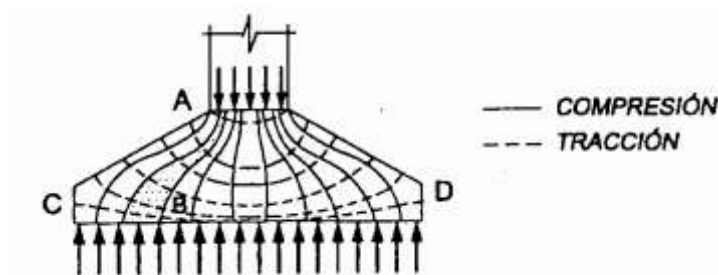


Figura 155. Red de isostáticas de una zapata aislada

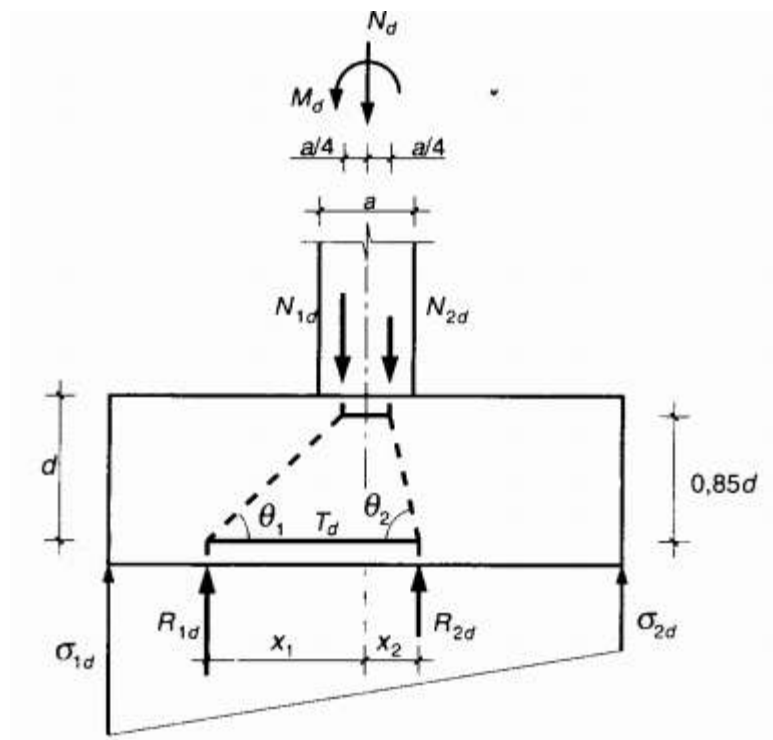


Figura 156. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,023 + 0,019}{2} 3050 \frac{3050}{2} = 97676 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{3050^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,023 + 0,019}{6} 3050}{R_{1d}} = 786,7 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 125821 \text{ N}$$

Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 300 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 650 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 305 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{125821}{\frac{400}{1,1}} = 346 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 3050 \cdot 650 = 2974 > 346 \text{ mm}^2$$

$$A = 2974 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$

$$A \cdot f_{yd} = 2974 \frac{400}{1,1} = 1081364 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 3050 \cdot 650 \cdot 16,7 = 1324310 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1324310}{\frac{400}{1,1}} = 3642 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 16$ .

$$A = 3642 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 18$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B-2r-n\emptyset}{n-1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{3050 - 2 \cdot 70 - 18 \cdot 16}{18 - 1} + 16 = 170 \text{ mm}$$

### 3.10.5.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura a una distancia  $d$  de la cara del pilar.

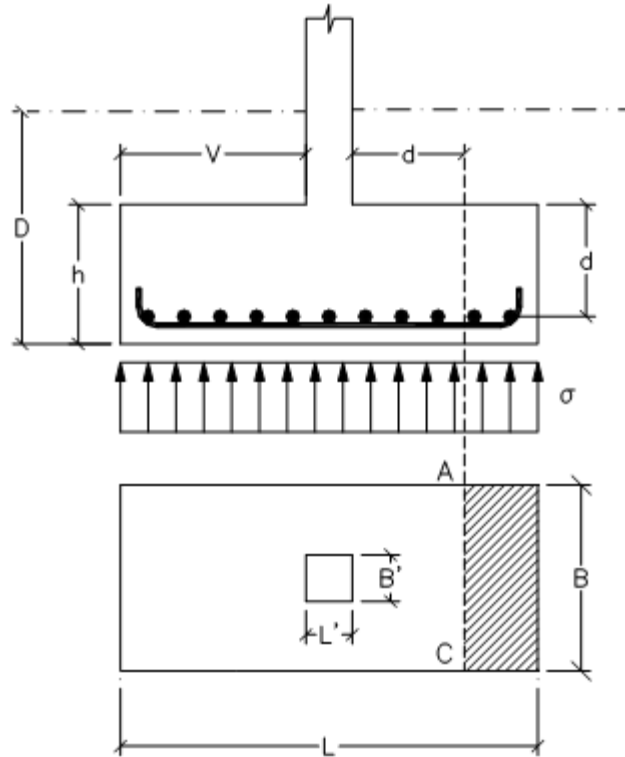


Figura 157. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,021 \cdot 3050 \cdot 1250 - 650 = 61488 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{650} = 1,55$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{18 \cdot 16}{3050 \cdot 650}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 263087$$

$$V_d < V_{cu} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.5.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{125821}{3642} = 34,5 \text{ N } mm^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de Ø16 mm separadas 170 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.10.6 ZAPATA T6



La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 158, y está sometida a las siguientes solicitaciones en la base del pilar:

$$M_{fy} = 19,90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 6,039 \text{ kN}$$

$$N = 20,876 \text{ kN}$$

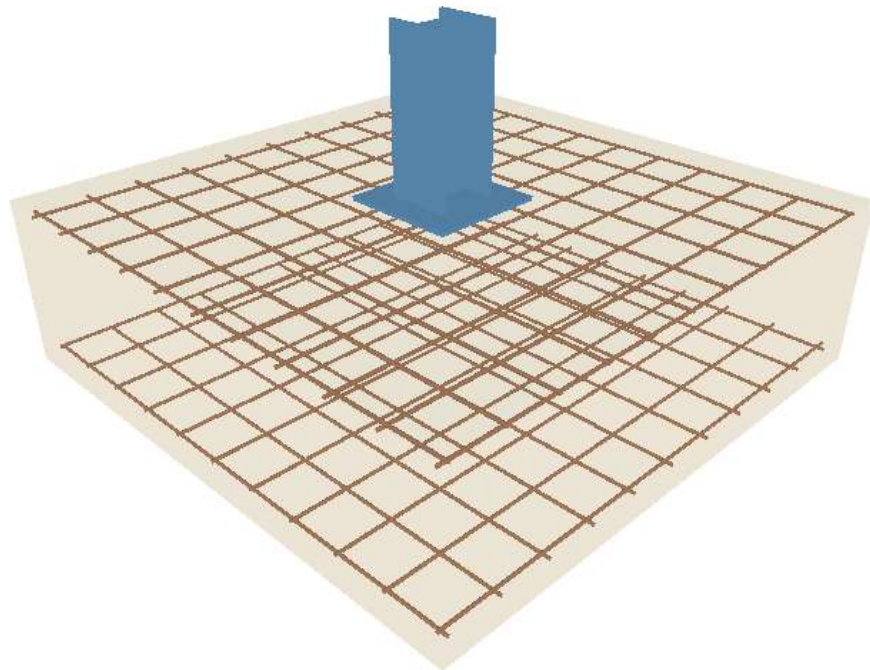


Figura 158. Zapata T6

Las características de la cimentación son:

- Perfil HEB 240
  - b; Longitud del ala, de 240 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 240 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 164 mm.
  - e; Espesor del alma, de 10 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 17 mm.
- Placa de anclaje 550x550x20 mm
- Zapata 305x305x65 cm

### 3.10.6.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 158.

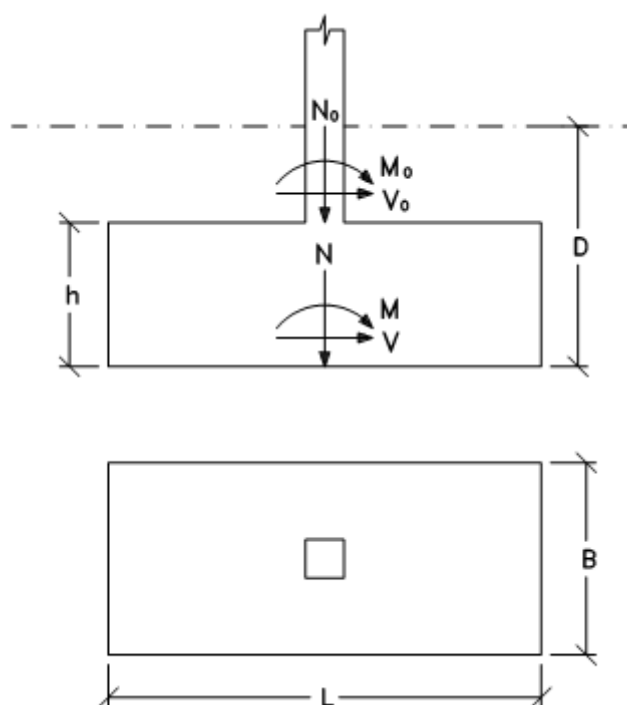


Figura 159. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$

$$N = 20,876 + 3,05 \cdot 3,05 \cdot 0,65 \cdot 25 = 172 \text{ kN}$$

$$M = 19,9 + 6,039 \cdot 0,65 = 23,8 \text{ kN m}$$

$$V = 6,039 \text{ kN}$$

Siendo:

$\gamma_{HA 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25 \text{ kN m}^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18 \text{ kN m}^3$ .

### 3.10.6.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{sv} = \frac{N^L}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{172[\text{kN}] \frac{3,05[\text{m}]}{2}}{23,8[\text{kN m}]} = 11$$

11 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 172 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 23,8 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

### 3.10.6.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{172 \cdot \tan \phi_d}{6,039} = 12,3$$

12,3 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 172 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 6,039 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.6.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{23,8}{172} = 0,138 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{3,05}{6} = 0,51 \text{ m}$$

Corresponde una distribución trapecial de tensiones (figura 160). Aplicamos las expresiones 10.31 y 10.32.

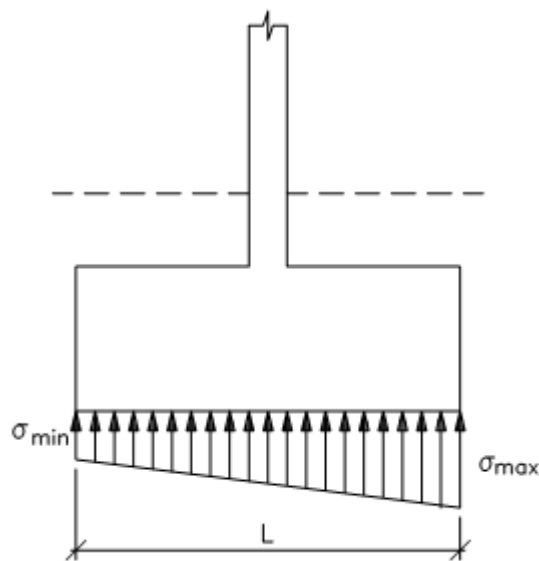


Figura 160. Distribución trapecial de tensiones.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \quad (10.31)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) \quad (10.32)$$

$$\sigma_{max} = \frac{172000}{3050 \cdot 3050} \left( 1 + \frac{6 \cdot 138}{3050} \right) = 0,023 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{172000}{3050 \cdot 3050} \left( 1 - \frac{6 \cdot 138}{3050} \right) = 0,013 \text{ MPa}$$

$$0,023 < 1,25\sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 172 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 23,8 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 305 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.6.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.

$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

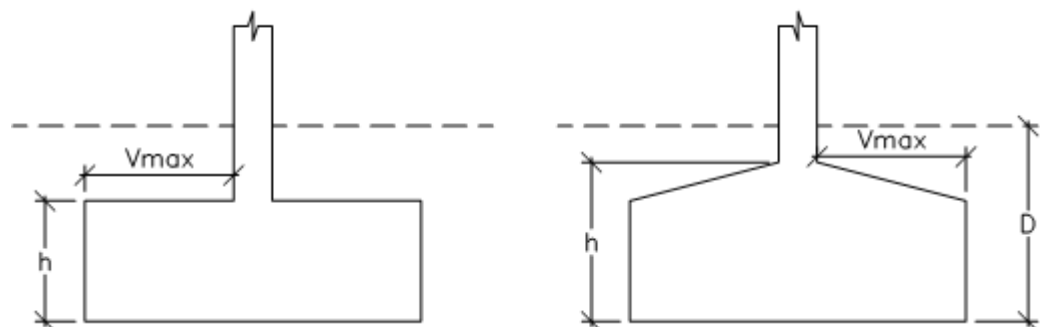


Figura 161. Zapata según EHE.

$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{3050 - 550}{2} = 1250 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 650 = 1300 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 550 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 650 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

### 3.10.6.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 162.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$

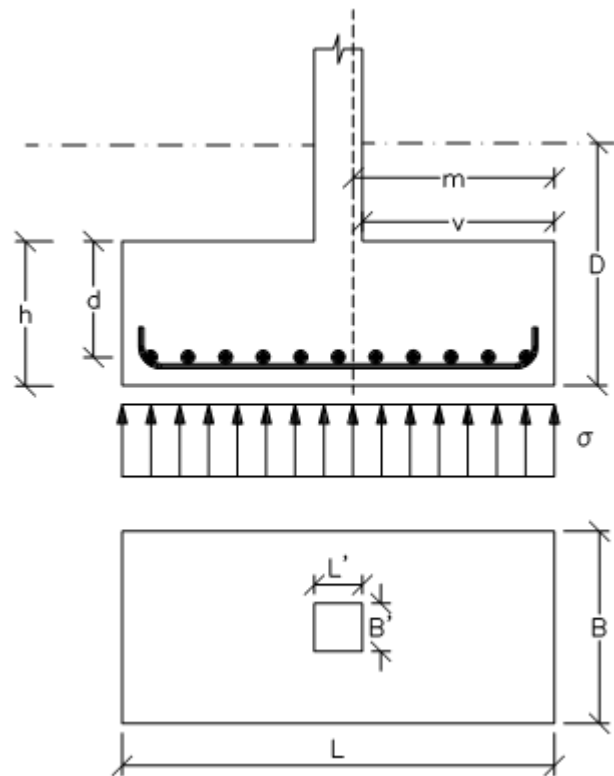


Figura 162. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

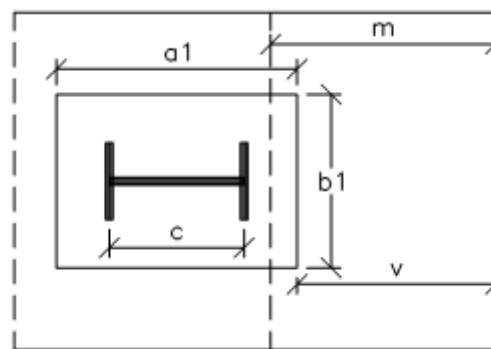


Figura 163. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 1250 + \frac{550 - 240}{4} = 1327,5 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial (figura 164) puede adoptarse una tensión media obtenida con las expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.



$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \rightarrow \frac{0,023 - 0,013}{3050} = \frac{\sigma'}{3050 - 1327,5} \rightarrow \sigma' = 0,006 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} = \sigma' + 0,013 = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} = \frac{0,023 + \sigma_1}{2} = 0,021 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

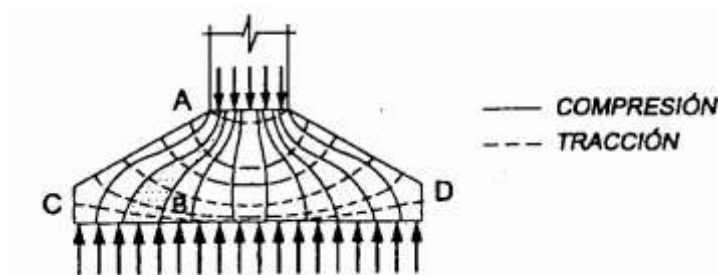


Figura 164. Red de isostáticas de una zapata aislada

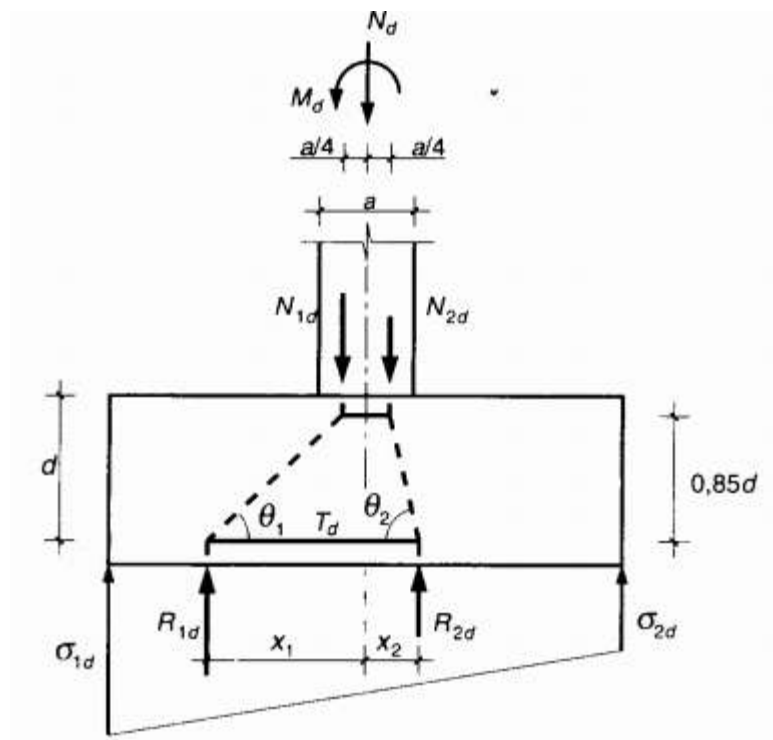


Figura 165. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,023 + 0,019}{2} 3050 \frac{3050}{2} = 97676 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{3050^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,023 + 0,019}{6} 3050}{R_{1d}} = 786,7 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 125821 \text{ N}$$

Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 300 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 650 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 305 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{125821}{\frac{400}{1,1}} = 346 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 3050 \cdot 650 = 2974 > 346 \text{ mm}^2$$

$$A = 2974 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$

$$A \cdot f_{yd} = 2974 \frac{400}{1,1} = 1081364 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 3050 \cdot 650 \cdot 16,7 = 1324310 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1324310}{\frac{400}{1,1}} = 3642 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 16$ .

$$A = 3642 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 18$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B - 2r - n\emptyset}{n - 1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{3050 - 2 \cdot 70 - 18 \cdot 16}{18 - 1} + 16 = 170 \text{ mm}$$

### 3.10.6.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura a una distancia de la cara del pilar.

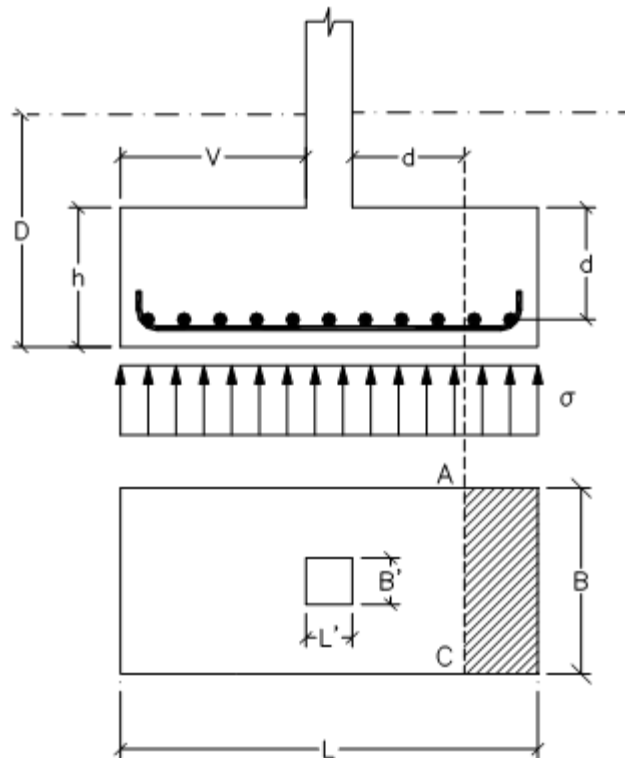


Figura 166. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,021 \cdot 3050 \cdot 1250 - 650 = 61488 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{650} = 1,55$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{18 \cdot 16}{3050 \cdot 650}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 263087$$

$$V_d < V_{cu} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.6.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{125821}{3642} = 34,5 \text{ N } mm^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de Ø16 mm separadas 170 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.10.7 ZAPATA T7

La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 167, y está sometida a las siguientes solicitaciones en la base del pilar:

$$M_{fy} = 0,26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 0,060 \text{ kN}$$

$$N = 4,887 \text{ kN}$$

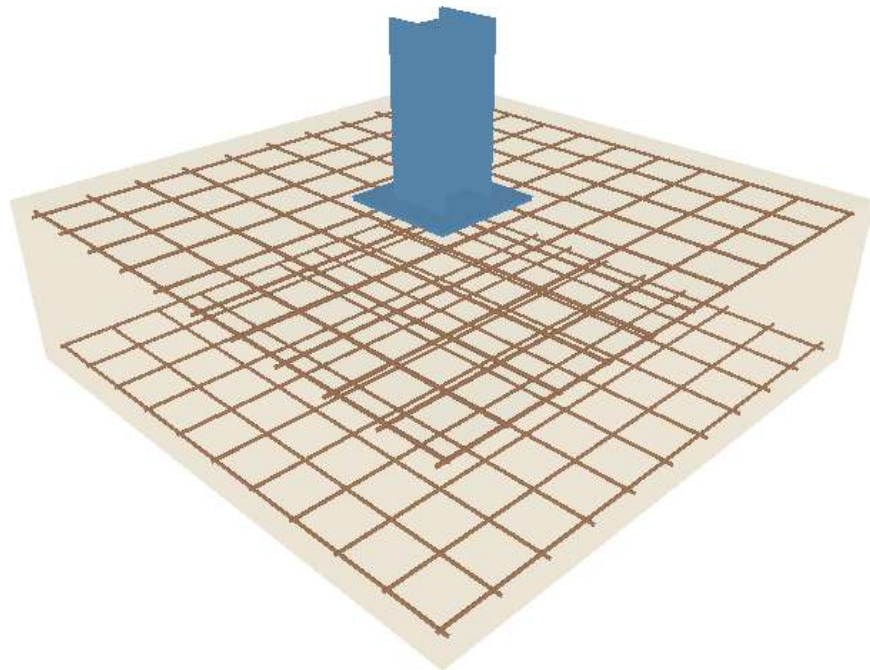


Figura 167. Zapata T7

Las características de la cimentación son:

- Perfil HEB 160
  - b; Longitud del ala, de 160 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 160 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 104 mm.
  - e; Espesor del alma, de 8 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 13 mm.
- Placa de anclaje 400x400x15 mm
- Zapata 210x210x50 cm

### 3.10.7.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 168.

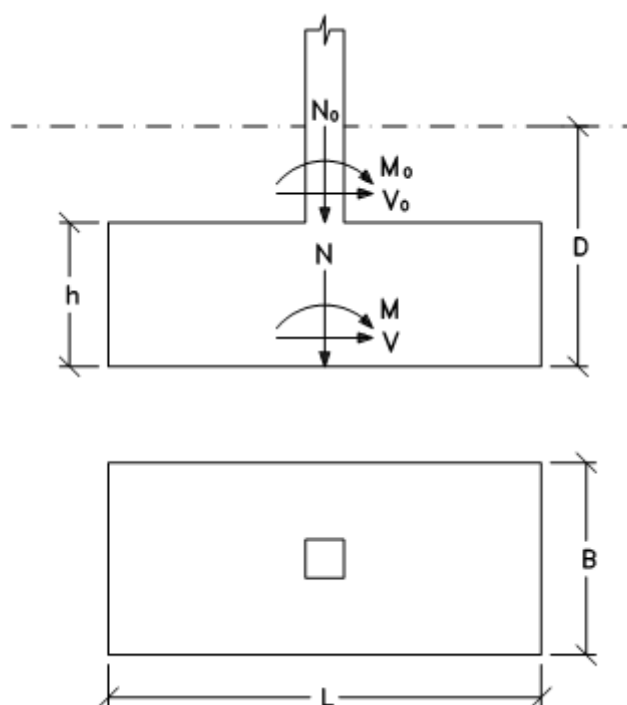


Figura 168. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$



$$N = 4,887 + 2,10 \cdot 2,10 \cdot 0,50 \cdot 25 = 60 \text{ kN}$$

$$M = 0,26 + 0,06 \cdot 0,50 = 0,29 \text{ kN m}$$

$$V = 0,06 \text{ kN}$$

Siendo:

$\gamma_{HA 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25 \text{ kN m}^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18 \text{ kN m}^3$ .

### 3.10.7.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{sv} = \frac{N^L}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{60[\text{kN}] \frac{2,10[\text{m}]}{2}}{0,29[\text{kN m}]} = 217$$

217 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 60 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,29 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 210 cm.

### 3.10.7.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{60 \cdot \tan \phi_d}{0,06} = 431$$

431 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 60 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,06 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.7.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{0,29}{60} = 0,005 \approx 0$$

Corresponde a una distribución uniforme de tensiones con expresión 10.10.

$$\sigma_{Ter.} = \frac{N}{B \cdot L} \quad (10.10)$$

$$\sigma_{Ter.} = \frac{60000 [N]}{2100 [mm] \cdot 2100 [mm]} = 0,014 \text{ N } mm^2 = 0,014 \text{ MPa}$$

$$0,014 < 1,25\sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 60 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,29 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 210 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 210 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.7.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.

$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

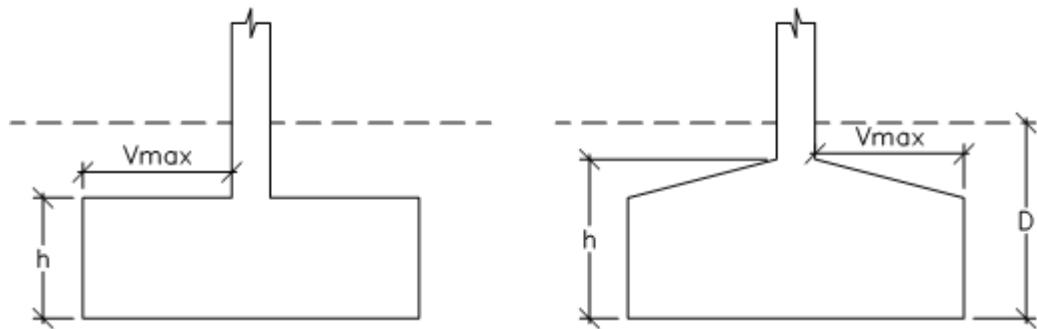


Figura 169. Zapata según EHE.

$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{2100 - 400}{2} = 850 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 500 = 1000 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 400 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 500 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 210 cm.

### 3.10.7.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 170.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$

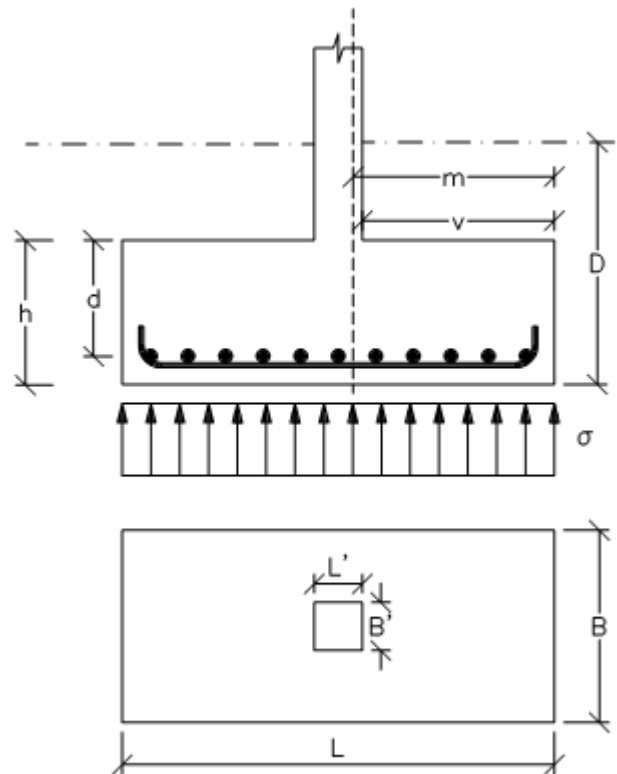


Figura 170. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

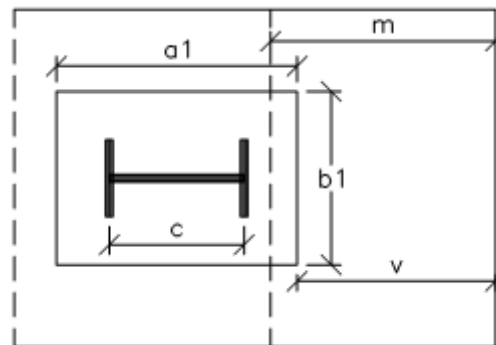


Figura 171. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 850 + \frac{400 - 160}{4} = 910 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial (figura 172) puede adoptarse una tensión media obtenida con las expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

Al obtener anteriormente una distribución de tensiones uniforme, tenemos que la  $\sigma_{max}$  y la  $\sigma_{min}$  son las mismas, así pues tendremos el mismo valor para  $\sigma$  y  $\sigma_1$ .

$$\sigma = \sigma_1 = 0,014 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

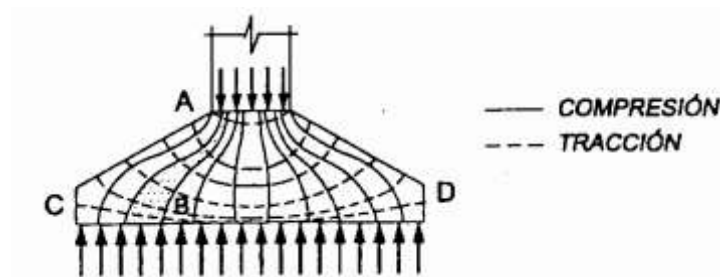


Figura 172. Red de isostáticas de una zapata aislada

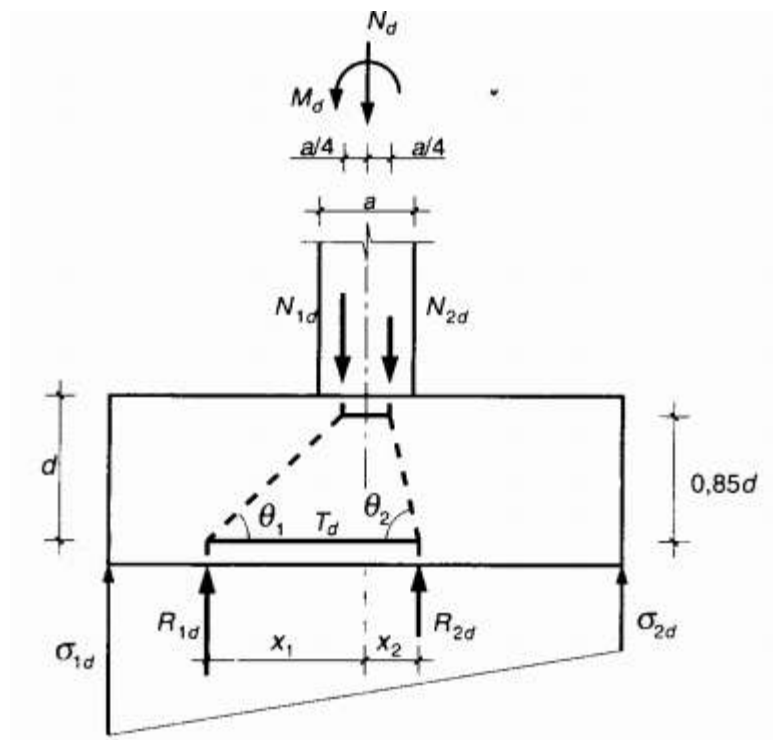


Figura 173. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,014 + 0,014}{2} 2100 \frac{2100}{2} = 30870 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{2100^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,014 + 0,014}{6} 2100}{R_{1d}} = 525 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 35228 \text{ N}$$

Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 160 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 500 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 210 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 210 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{35228}{\frac{400}{1,1}} = 97 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 2100 \cdot 500 = 1575 > 97 \text{ mm}^2$$

$$A = 1575 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$



$$A \cdot f_{yd} = 1575 \frac{400}{1,1} = 572727 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 2100 \cdot 500 \cdot 16,7 = 701400 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{701400}{\frac{400}{1,1}} = 1929 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 12$ .

$$A = 1929 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 17$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B - 2r - n\emptyset}{n - 1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{2100 - 2 \cdot 70 - 17 \cdot 12}{17 - 1} + 12 = 122 \text{ mm}$$

### 3.10.7.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura a una distancia de la cara del pilar.

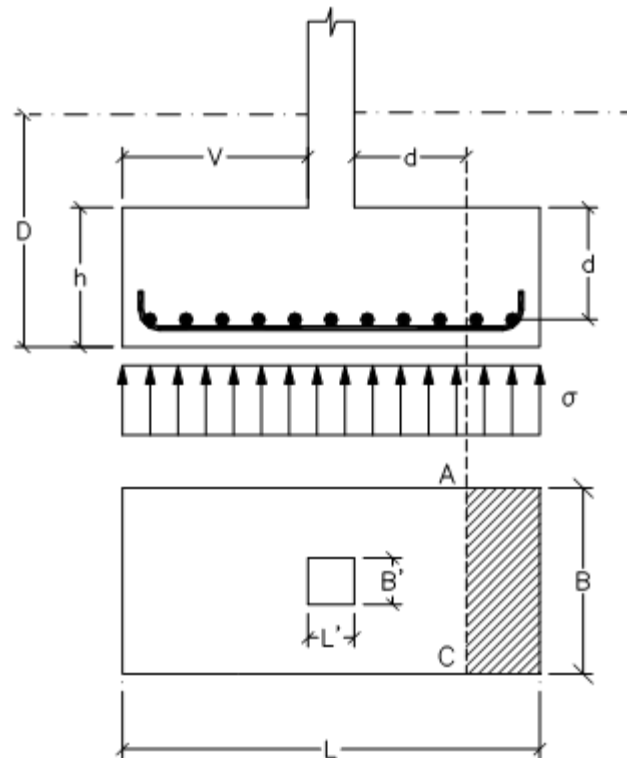


Figura 174. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,014 \cdot 2100 \cdot 850 - 500 = 16464 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{500} = 1,63$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{17 \cdot 12}{2100 \cdot 500}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 161443$$

$$V_d < V_{cu} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.7.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{35228}{1929} = 18,3 \text{ N } mm^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de  $\phi 12$  mm separadas 122 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.10.8 ZAPATA T8

La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 175, y está sometida a las siguientes solicitaciones en la base del pilar:

$$\begin{aligned}M_f &= 0,51 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fy} &= 0,47 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 0,21 \text{ kN} \cdot \text{m} \\V &= 0,014 \text{ kN} & V_y &= 0,107 \text{ kN} & V_z &= 0,048 \text{ kN} \\N &= 9,577 \text{ kN}\end{aligned}$$

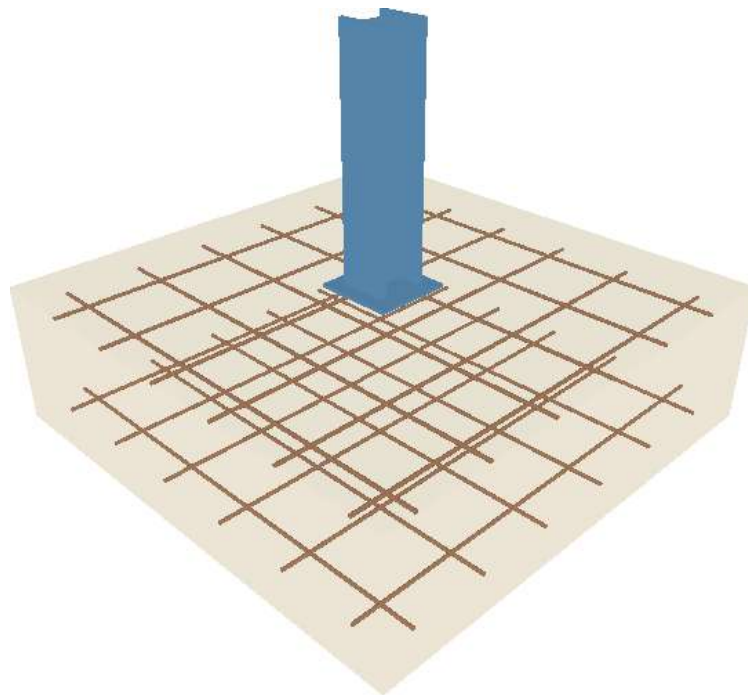


Figura 175. Zapata T8

Las características de la cimentación son:

- Perfil HEB 160
  - b; Longitud del ala, de 160 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 160 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 104 mm.
  - e; Espesor del alma, de 8 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 13 mm.
- Placa de anclaje 250x250x11 mm
- Zapata 155x155x45 cm

### 3.10.8.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 176.

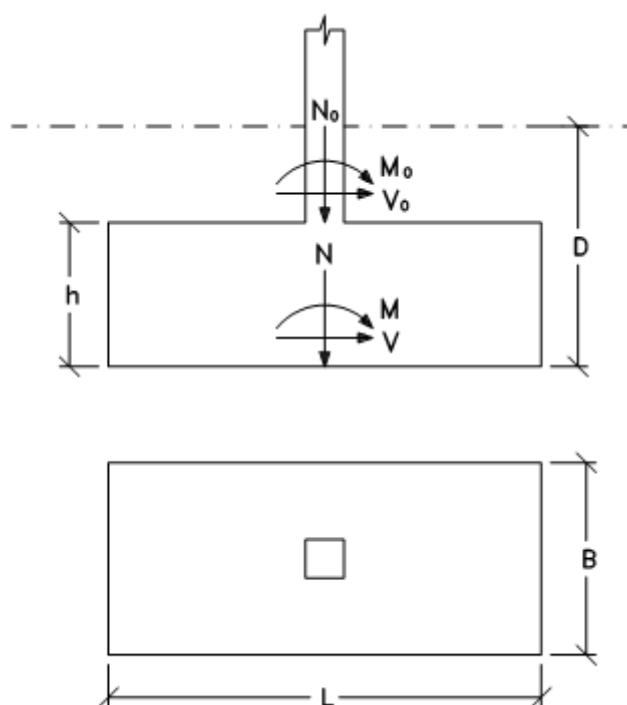


Figura 176. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$

$$N = 9,577 + 1,55 \cdot 1,55 \cdot 0,45 \cdot 25 = 37 \text{ kN}$$

$$M = 0,51 + 0,014 \cdot 0,45 = 0,52 \text{ kN m}$$

$$V = 0,014 \text{ kN}$$

Siendo:

$\gamma_{HA 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25 \text{ kN m}^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18 \text{ kN m}^3$ .

### 3.10.8.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{sv} = \frac{N^L}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{37[\text{kN}] \frac{1,55[\text{m}]}{2}}{0,52[\text{kN m}]} = 55$$

55 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 37 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,52 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 155 cm.

### 3.10.8.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{37 \cdot \tan \phi_d}{0,014} = 1138$$

1138 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 37 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,014 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.8.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{0,52}{37} = 0,014 \approx 0$$

Corresponde a una distribución uniforme de tensiones con expresión 10.10.

$$\sigma_{Ter.} = \frac{N}{B \cdot L} \quad (10.10)$$

$$\sigma_{Ter.} = \frac{37000 [N]}{1550 [mm] \cdot 1550 [mm]} = 0,015 \text{ N } mm^2 = 0,015 \text{ MPa}$$

$$0,015 < 1,25\sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 37 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,52 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 155 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 155 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.8.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.



$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

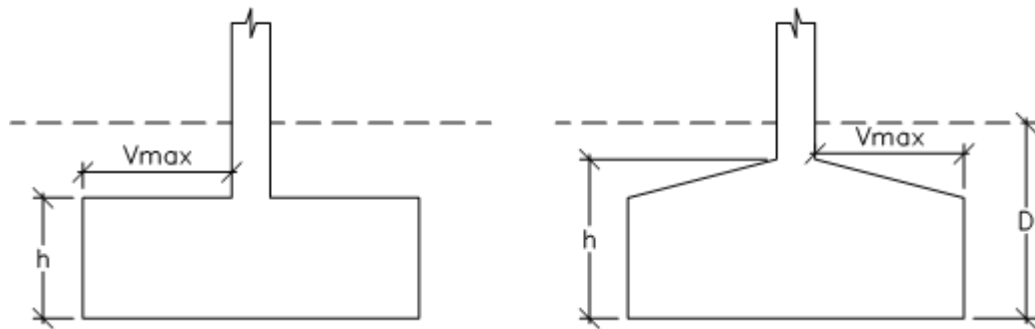


Figura 177. Zapata según EHE.

$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{1550 - 250}{2} = 650 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 450 = 900 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 250 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 450 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 155 cm.

### 3.10.8.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 178.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$

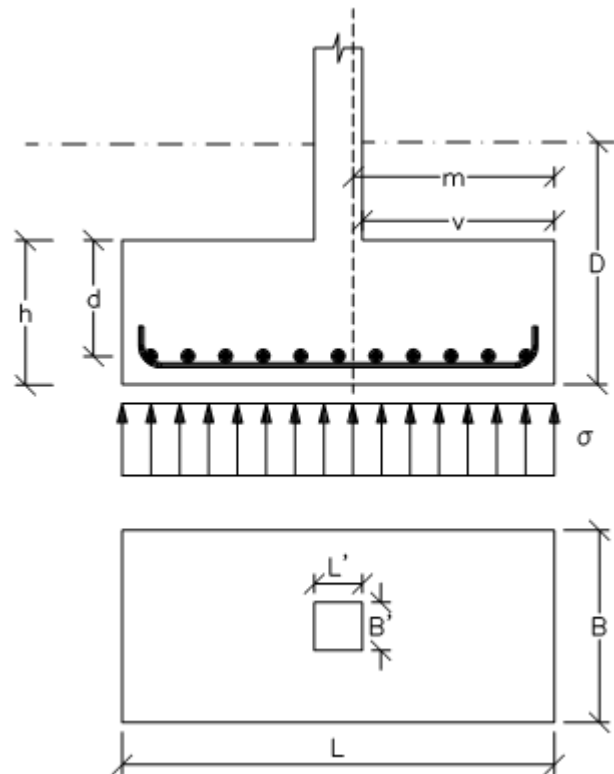


Figura 178. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

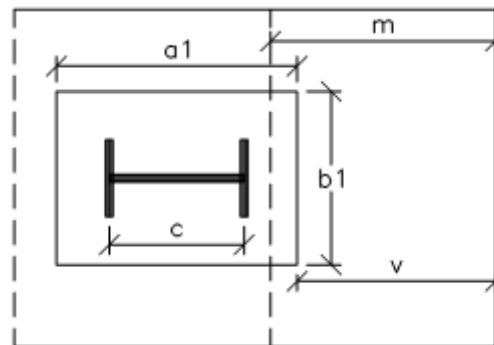


Figura 179. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 650 + \frac{250 - 160}{4} = 672,5 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial (figura 180) puede adoptarse una tensión media obtenida con la expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

Al obtener anteriormente una distribución de tensiones uniforme, tenemos que la  $\sigma_{max}$  y la  $\sigma_{min}$  son las mismas, así pues tendremos el mismo valor para  $\sigma$  y  $\sigma_1$ .

$$\sigma = \sigma_1 = 0,015 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

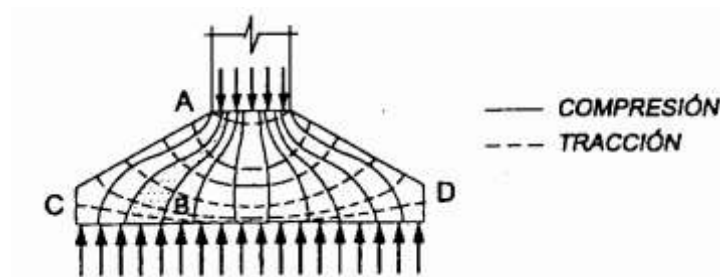


Figura 180. Red de isostáticas de una zapata aislada

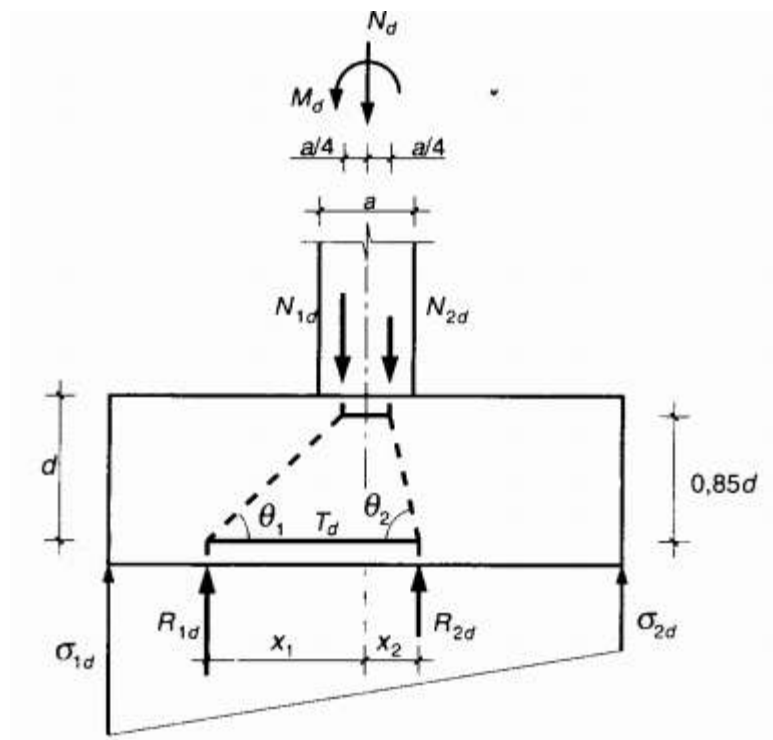


Figura 181. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,015 + 0,015}{2} 1550 \frac{1550}{2} = 18019 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{1550^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,015 + 0,015}{6} 1550}{R_{1d}} = 387 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 16370 \text{ N}$$

Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 160 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 450 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 155 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 155 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{16370}{\frac{400}{1,1}} = 45 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 1550 \cdot 450 = 1046 > 45 \text{ mm}^2$$

$$A = 1046 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$

$$A \cdot f_{yd} = 1046 \frac{400}{1,1} = 380454 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 1550 \cdot 450 \cdot 16,7 = 465930 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{465930}{\frac{400}{1,1}} = 1281 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 12$ .

$$A = 1281 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 11$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B-2r-n\emptyset}{n-1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{1550 - 2 \cdot 70 - 11 \cdot 12}{11 - 1} + 12 = 140 \text{ mm}$$

### 3.10.8.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura a una distancia de la cara del pilar.

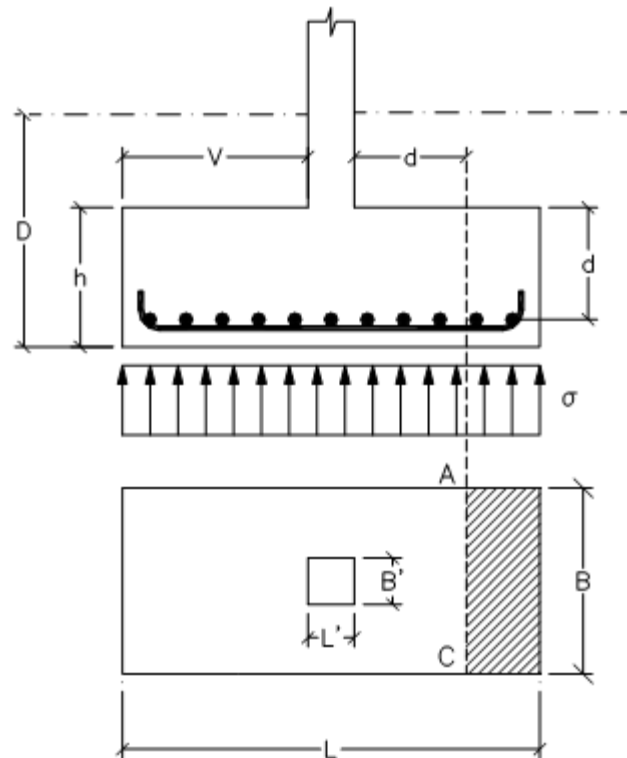


Figura 182. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,015 \cdot 1550 \cdot 650 - 450 = 7440 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde

$$\xi = 1 + \frac{200}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{200}{450} = 1,6$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{11 \cdot 12}{1550 \cdot 450}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 104352$$

$$V_d < V_{cu} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.8.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

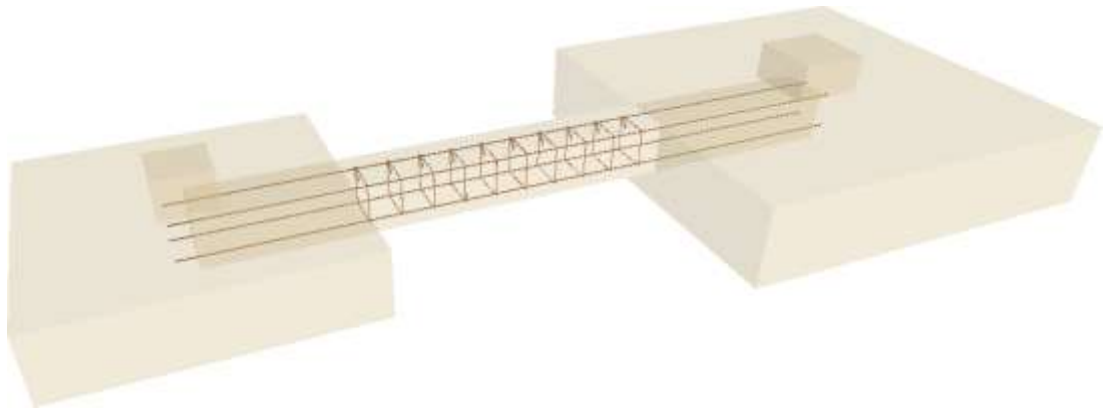
$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{16370}{1281} = 13 \text{ N } mm^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de Ø12 mm separadas 140 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.11 VIGAS DE ATADO



Todas las vigas de atado que se emplea en este proyecto tiene la siguiente configuración que se observa en la figuras 183.



*Figura 183. Viga de atado.*

Características:

- barras longitudinales de  $\varnothing 12$  en cada esquina.
- Barras de  $\varnothing 8$  para la armadura transversal con separación de 30 cm
- Alto y ancho de la viga de atado de 40x40 cm.

Según el punto 5 del apartado 4.1.1 del CTE-DB-SE-C, las zapatas aisladas se podrán unir entre sí mediante vigas de atado, que tendrán como objeto principal evitar desplazamientos laterales. En especial se tendrá en cuenta la necesidad de atado de zapatas en aquellos casos prescritos en la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE vigente.

Según la página 126 en el apartado 3.15 del libro “Cálculo de Estructura de cimentación” 4 Ed. La viga de atado es obligatorio para zonas sísmicas con  $a_c \geq 0,16g$ . Según el anexo 1 del NCSE, el municipio de Algeciras posee una aceleración sísmica de cálculo de 0,04 g, por tanto, no es de obligatorio que la coloquemos pero las recomiendan.

Las dimensiones mínimas de la sección de la viga de atado viene dado por la posibilidad física de excavación según el apartado 3.15 del libro “Cálculo de Estructura de cimentación” 4 Ed. siendo esta un mínimo de 400 mm.

La distancia  $S$  que se observa en la figura debe de cumplir las siguientes expresiones 11.1, 11.2, 11.3 y 11.4.

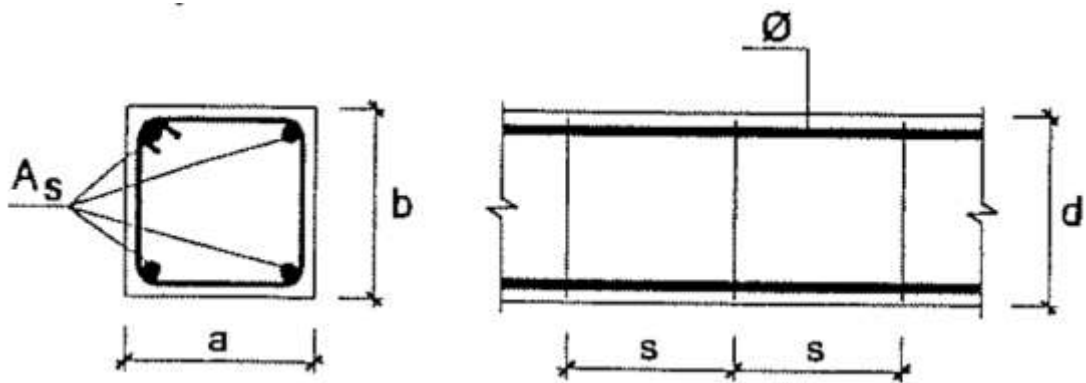


Figura 184. Dimensionado de la viga de atado

$$S \leq 0,85 a \quad (11.1)$$

$$S \leq 0,85 b \quad (11.2)$$

$$S \leq 300 \text{ mm} \quad (11.3)$$

$$S \leq 15\varnothing \quad (11.4)$$

$$S \leq 0,85 a = 340 \text{ mm}$$

$$S \leq 0,85 b = 340 \text{ mm}$$

$$S \leq 300 \text{ mm}$$

$$S \leq n15\varnothing = 720 \text{ mm}$$

300 mm =  $S$ .....CUMPLE

Siendo:

$a$ ; Altura de la sección, de 40 cm.

$b$ ; Anchura de la sección, de 40 cm.

$\emptyset$ ; Diámetro de las barras longitudinales, de 12 mm.

$n$ ; Número de barras.





**ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE  
ALGECIRAS**

**PROYECTO: NAVE INDUSTRIAL  
PARA MECANIZADO**

**TOMO II**

Titulación: Ingeniería Técnica Industrial, esp. Mecánica

Alumno: Pablo Guillén Orpez

**DOCUMENTO N° 1**  
**MEMORIA**

## **1 MEMORIA JUSTIFICATIVA**

### **1.1 PETICIONARIO**

Este proyecto se propuso al Comité de Trabajos y Proyectos de la Escuela Politécnica Superior de Algeciras para evaluar académicamente el alumno Pablo Guillén Orpez con el objetivo de obtener el título como Ingeniero Técnico Industrial especializado en Mecánica y poder así comenzar sus estudios en el segundo ciclo lo antes posible.

La idea de este proyecto fue sacada en su transcurso de prácticas de empresa en Interquisa cuyo tutor fue un antiguo alumno de la Escuela Politécnica Superior de Algeciras.

El tutor que ayudó al progreso del presente proyecto es un profesor de la Escuela Politécnica Superior de Algeciras especializado en estructuras, el profesor César Martínez Estalayo.

### **1.2 OBJETO DEL PROYECTO.**

El objetivo de este proyecto es ampliar los conocimientos del alumno. Para ello definiremos por objeto el presente proyecto en base a la Normativa Vigente aplicando todos los conocimientos técnicos tanto industriales como urbanísticos necesarios para su realización, destinada a la actividad de taller de mantenimientos de equipos y servicios industriales.

### **1.3 SITUACIÓN.**

En la propuesta de proyecto que se entregó al Comité de Trabajos y Proyectos de la Escuela Politécnica Superior de Algeciras, tiene como descripción, construir

una nave industrial inventada, así pues, se redacta la nave objeto del presente proyecto situado en Polígono Industrial La Menacha, dentro del Municipal de Algeciras (Cádiz).

#### 1.4 PARCELA.

La parcela dispone de una superficie de 1000 m<sup>2</sup> para levantar la nave industrial de 20 m de luz y 40 m de largo.

El terreno es prácticamente horizontal a una cota a nivel con la calzada.

El terreno compacto de la parcela está dotado de red de distribución de energía eléctrica, red de canalización de agua potable, agua contra incendios, aguas residuales y saneamiento, donde se conectarán nuestras redes propias de la nave con las redes generales por atreves de las correspondientes acometidas en otro proyecto.

#### 1.5 DIMENSIONES Y SUPERFICIES

La nave industrial se construirá en el Polígono Industrial del Municipio de Algeciras (Cádiz) con las dimensiones, superficies y características siguientes:

-SUPERFICIE DE LA PARCELA	~1000 m <sup>2</sup>
-SUPERFICIE DE LA NAVE EN PLANTA BAJA	~800 m <sup>2</sup>
• ANCHO DE LA NAVE	~20 m
• LARGO DE LA NAVE	~40 m
-SUPERFICIE DE PLANTA BAJA PARA OFICINAS	~100 m <sup>2</sup>
• RESPECTO A LO LARGO DE LA NAVE	~10 m



- RESPECTO A LO ANCHO DE LA NAVE ~10 m
- SUPERFICIE DE PRIMER PLANTA PARA OFICINAS ~100 m<sup>2</sup>
  - RESPECTO A LO LARGO DE LA NAVE ~10 m
  - RESPECTO A LO ANCHO DE LA NAVE ~10 m
- ALTURA LIBRE DE LA NAVE 9 m

CUBIERTA: La nave será construida con una cubierta a dos aguas no transitable, formada por paneles sandwich y chapas onduladas de acero sobre correa en forma de celosía.

TIPO DE ESTRUCTURA: Los pórticos serán con pilares de inercia constantes y cercha tipo “Pórtico rígido” como se muestra en la Figura 1.

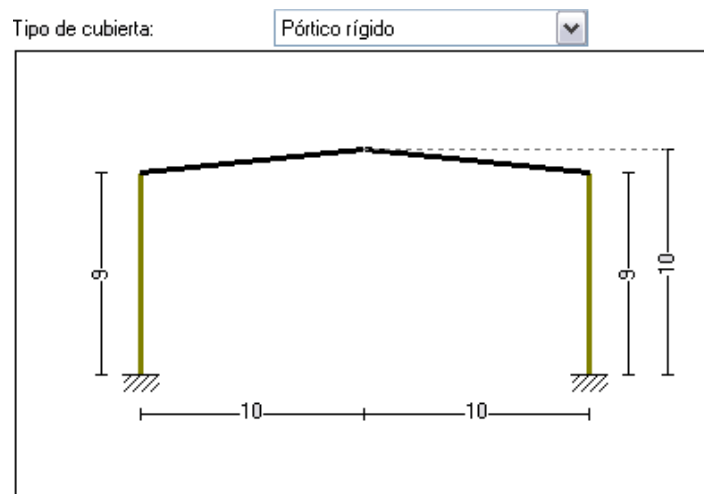


Figura 1. Cercha rígida

CERRAMIENTOS EXTERIOR: Los cerramientos de la nave estarán formados por placas de hormigón y enlucido hasta media altura.

CERRAMIENTOS INTERIOR: Los cerramientos de las oficinas estarán formados por una pared de ladrillo cerámico hueco.

## **1.6 ACTIVIDAD**

La nave objeto del presente proyecto se adaptara para realizar actividades propias de un taller de mantenimiento industrial, llevándose a cabo actividades como reparaciones de válvulas, soldadura, trabajos de mecanizado, etc.

## **1.7 JUSTIFICACIÓN URBANISTICA**

La nave objeto del presente proyecto dentro del Polígono Industrial De Algeciras a unos 500 m de cualquier recinto urbanístico, llevándose a cabo, actividades propiamente industriales sin presentar ninguna incompatibilidad urbanística con las actividades permitidas en el Polígono Industrial de Algeciras.

Por todo lo anterior, desde el punto de vista urbanístico, se cree cumplir, el PLAN GENERAL MUNICIPAL DE ORDENACIÓN URBANISTICA DEL POLIGONO INDUSTRIAL DE ALGECIRAS (Cádiz).

## **1.8 LEY 7/2007, DE 9 DE JULIO, DE GESTIÓN INTEGRADA DE LA CALIDAD AMBIENTAL DE ANDALUCÍA.**

En la tabla de “CATEGORÍAS DE ACTUACIONES SOMETIDAS A LOS INSTRUMENTOS DE PREVENCIÓN Y CONTROL AMBIENTAL” perteneciente al anexo I de la Ley 7/2007, de 9 de julio, de Gestión Integrada de la Calidad Ambiental de Andalucía, se observa en el apartado 13.20. que las instalaciones para el trabajo de metales; embutido y corte, calderería en general y construcción de estructuras metálicas definidas en el apartado 13.17. han de someterse a un trámite de Calificación Ambientas si se cumple de forma simultánea las condiciones enunciadas en el apartado 13.17.

La nave objeto presenta actividades de trabajo con metales; mecanizado, soldadura, calderería, etc. y según el apartado 13.17. al estar en Polígono Industrial, a más de 500 m de cualquier zona residencial y tener una superficie inferior a 1 hectárea, el presente proyecto debe someterse a un comité de Calificación Ambiental.

### **1.8.1 LICENCIA DE APERTURA DE ESTABLECIMIENTOS (CALIFICACIÓN AMBIENTAL)**

En consecuencia con la Ley 7/2007, de 9 de julio, de Gestión Integrada de la Calidad Ambiental de Andalucía, el Proyecto Técnico, de la actividad visado por el correspondiente Colegio Profesional, deberá contener información suficiente sobre:

#### **1.8.1.1 OBJETO DE LA ACTIVIDAD**

La nave objeto del presente proyecto desarrolla actividades de mantenimiento y servicios industriales, realizando trabajos con metales como mecanizado, soldaduras, etc.

#### **1.8.1.2 EMPLAZAMIENTO**

Definimos anteriormente la nave objeto en el Polígono Industrial La Menacha, dentro del Municipal de Algeciras (Cádiz), entre otras naves cuya actividad es industrial y una distancia mayor de 500 metros de cualquier recinto urbanístico.

#### **1.8.1.3 MAQUINARIA, EQUIPOS Y PROCESO PRODUCTIVO A UTILIZAR.**

Las actividades de la nave objeto de este proyecto no presenta ningún tipo de proceso de producción, sino, las máquinas y equipos de trabajo para realizar las actividades de mantenimiento y servicios industriales son los siguientes:

- Puente Grúa 6 Tn
- Cilindro Curvador de Chapas 3DP 1521
- Cizalla Klinsman RPG 3110
- Torno Amutio HB 575 X 1500
- Torno Amutio HB 575 X 2000
- Torno Amutio HB 725 X 2000
- Torno Pinacho S90 X 260 X 2225
- Torno Pinacho S90 X 310 X 3125
- Torno Geminis G650S X 1000
- Torno Guruzpe BT 2100 X 10000
- Fresadora Lagun FU-152
- Fresadora Zayer BF-4000
- Mortajadora Urpe 250
- Taladro Erlo TCA 40
- Taladro Erlo TCA 30
- Taladro Foradia 50 X 1200
- Sierra Danobat 440
- Sierra Cinta MG BMSY 550-G
- Compresor Atlas Copco
- Equilibradora Hoffman UHK 16

#### **1.8.1.4 MATERIALES EMPLEADOS, ALMACENADOS Y PRODUCIDOS.**

Los materiales empleados para un servicio de mantenimiento de equipos o fabricación de piezas para otras industrias son:

- Perfiles metálicos de distintos tipos y materiales.
- Chapas metálicas de distintos espesores y materiales.
- Electrodos para soldar.
- Discos para la amoladora radial.
- Piezas cilíndricas metálicas de distintos diámetros, espesores y materiales.
- Trapos de limpieza.

Estos materiales son considerados inertes y se almacenarán en cantidades según su demanda.

Tipos de servicios para industrias:

- Reparaciones de piezas y equipos.
- Reparación y fabricación de isometrías de tuberías.
- Fabricación de piezas metálicas para usos diversos.

Todos estos servicios, al finalizar son llevados directamente al cliente siendo su almacenamiento de muy poco tiempo.

### **1.8.1.5 RIESGOS AMBIENTALES PREVESIBLES Y MEDIDAS CORRECTORAS.**

#### **1.8.1.5.1 RUIDOS Y VIBRACIONES**

Según lo indicado por la Ordenanza Municipal de Protección de Medio Ambiente sobre Ruidos y Vibraciones en el Ayuntamiento de Algeciras, es necesario para este proyecto un estudio acústico de la nave como también lo exige la Ley 7/2007 en su Anexo I.

#### **1.8.1.5.2 EMISIÓN A LA ATMÓSFERA**

Tras una actividad normal de trabajo, las emisiones de gases a la atmósfera son nulas, por lo que no hay riesgo de contaminación atmosférica en el entorno.

#### **1.8.1.5.3 UTILIZACIÓN DEL AGUA Y VERTIDOS LÍQUIDOS**

Se prevé el uso de agua potable y productos de limpieza cotidianos de hogares para mantener limpias las instalaciones, es decir, las oficinas y vestuarios.

Los vertidos producidos por la limpieza se evacuarán a la red general de saneamiento de aguas residuales, siendo estos vertidos propiamente urbanos.

Según el punto 2 del apartado 5.4.5.1. de Seguridad de Salubridad del Código Técnico de la Edificación, utilizaremos arqueta separadora de grasa y fango antes de la red general de aguas residuales del polígono para los vertidos propios de limpieza de piezas.

#### **1.8.1.5.4 GENERACIÓN, ALMACENAMIENTO Y ELIMINACIÓN DE RESIDUOS**

Los tipos de residuos que pueden llegar a generar la nave objeto de este proyecto para un mantenimiento industrial, son los siguientes:

-Generación de residuos metálicos procedente de procesos de mecanización para la reparación de equipos o eliminación de piezas metálicas extraviadas. Todos estos residuos metálicos serán depositados en contenedores metálicos almacenados en la nave hasta la espera de su retirada por un gestor de residuos autorizados.

- Generación de residuos de limpieza para mantener las instalaciones, los equipos de taller, las herramientas, las piezas, etc. limpias, secas y en buen estado. De todo esto, los residuos propios de limpieza como papeles, trapos impregnados de grasa o disolvente son almacenados hasta su retirada por un gestor de residuos autorizado.

-Generación de residuos por soldadura para unir piezas metálicas o para rellenar superficies metálicas generan alrededor del cordón de soldadura una capa sólida negra llamada escoria, que protege el cordón de la oxidación y se desprende tras enfriarse. Este residuo es considerado inerte y de volumen muy reducido cuya eliminación consistirá en depositar los residuos en los contenedores propios para el servicio urbano que ofrece el Servicio Municipal de Recogida de Basura.

-Generación de residuos por amolado para ofrecer un mejor acabado superficial en piezas metálicas tras recibir una soldadura, produce un residuo formado por partículas metálicas de la propia pieza y partículas abrasivas de la amoladora radial que son inertes. Estos residuos junto con el núcleo del disco son considerados similares a los residuos urbanos y son depositados en los contenedores propios para el servicio urbano que ofrece el Servicio Municipal de Recogida de Basura.

-La nave dispondrá de un equipo compacto de limpieza como se observa en la Figura 2 de la marca Safetykleen o similar, común en las industrias para limpiar piezas utilizando disolventes. Estos equipos generan residuos que se gestiona por medio de un contrato de mantenimiento de la misma empresa con un gestor de residuo autorizado.



*Figura 2. Equipo compacto de Limpieza Safetykleen*

#### **1.8.1.5.5 ALMACENAMIENTO DE PRODUCTOS**

Los productos proporcionados por una nave de mantenimiento industrial son redes de tuberías fabricadas, piezas mecanizadas, equipos mecánicos reparadas, etc. son productos inertes de breve tiempo de almacenamiento cuyo fin es entregar el producto al cliente lo antes posible.

#### **1.8.1.6 MEDIDAS DE SEGUIMIENTO Y CONTROL**

Dadas las características de ser una nave industrial en Polígono Industrial alejado de zona residencial, se considera, que no existe riesgo de contaminación acústica o atmosférica siendo innecesario medidas de seguimiento y control para cumplir con lo establecido para obtener la Calificación Ambiental.



## 1.9 NORMATIVAS LEGALES CONSIDERADAS

- C.T.E.-D.B.- H.S.: Código Técnico de la Edificación sobre el Documento Básico de Seguridad Salubridad.

- C.T.E.-D.B.- S.E.-C.: Código Técnico de la Edificación sobre el Documento Básico de Seguridad Estructural referido a Cimientos.

- C.T.E.-D.B.- S.E.-A.: Código Técnico de la Edificación sobre el Documento Básico de Seguridad Estructural referido al Acero.

- EUROCÓDIGO 3: Proyecto de estructuras de acero.

- N.C.S.E. 02: Norma de Construcción Sismorresistente, Parte general y edificación.

- E.H.E. 08: Instrucción de Hormigón Estructural.

- 4ª Edición de Cálculo de Estructuras de Cimentación de J.Calavera.

- Ordenanzas Municipales del Ayuntamiento de Algeciras sobre Protección contra vibraciones y ruidos.

- Anexo I de la Ley 7/2007 de Gestión Integrada de la Calidad Ambiental.

- Decreto 297/1995 de 19 de diciembre por el que se aprueba el Reglamento de Calificación Ambiental.

- Ordenanzas Municipales del Ayuntamiento de Algeciras sobre Protección Ambiental.

## **2 MEMORIA DESCRIPTIVA**

### **2.1 PUENTE GRÚA**

Para las actividades empleadas en las nave objeto de este proyecto se prevé la instalación de al menos un puentes grúas cuya capacidad máxima de carga sea de 6 Tn. Para ello se seleccionará un pórtico grúa con ruedas neumáticas que podrá recorrer toda la nave.

### **2.2 CONSIDERACIONES DEL TERRENO**

La nave objeto será construida sobre un terreno calificado como terreno granulado formado por arena medianamente densa, considerando para este caso una tensión admisible para el terreno a efecto orientativo de 0,2 MPa, o lo que es lo mismo 2 kg/cm<sup>2</sup>.

### **2.3 CIMENTACIÓN**

Los pilares de los pórticos irán anclados a las zapatas de dimensiones y características especificadas en el plano de cimentaciones adjunto en el presente proyecto.

El terreno se vaciará de tierra hasta obtener las dimensiones para las zapatas empleándose hormigón de limpieza HM-15 para el fondo de la zapata y hormigón armado HA-25 para la propia zapata compuesto por una armadura de acero B-400-S.

### **2.4 SOLERA**

Esta solera de la nave estará formada de una primer capa zahorra compactada de unos 15 cm junto con un recubrimiento de hormigón HA-25 de 15 cm de espesor.

El tratamiento superficial para la zona de trabajo de equipos pesados es una superficie fratasada, es decir, hormigón pulido, realizado mediante helicóptero.

## **2.5 PUERTAS**

Las dimensiones de las puertas de acceso de la nave serán de 6 metros de alto por 5 metros de ancho, con la opción de puerta para acceso peatonal a la nave de 210 cm de altura por 100 cm de ancho.

El sistema más indicado para puertas de nave industrial y de grandes dimensiones son las puertas correderas suspendidas entre guía superior y guía inferior, formados por perfiles de acero galvanizado, chapa de acero galvanizado y prelacado con accionamiento manual o automático.

Las puertas interiores de acceso a las distintas plantas, reservadas para oficinas, serán de carpintería de aluminio lacado y de 190 cm de altura por 90 cm de anchura.

## **2.6 VENTANAS**

Se considerará que la zona de trabajo de equipos grandes estará suficientemente iluminada con la luz del día ofrecida a través de paneles translúcidos en cubierta, cuyas dimensiones son de metro y medio de ancho que situaremos al lado de cada pórtico sobre toda la cubierta tal como indica los planos adjuntos en este proyecto.

Las oficinas dispondrán de ventanas formadas por carpintería de aluminio lacado con vidrio simple cuyas dimensiones están representadas en los planos adjuntos.

## **2.7 CERRAMIENTOS**

La cubierta estará formada por paneles Sandwich de lana de roca, siendo un aislante acústico y resistente al fuego, solapado y fijado por tornillos galvanizados a las correas, conformado con doble chapa de acero galvanizado y perfil nervado. El acabado exterior de Poliéster. Se intercalaran en el panel de sándwich ciertos paneles translucidos blancos

Los cerramientos de la nave estarán formados por placas de hormigón macizas para la construcción de naves industriales de espesor 12 cm.

El cerramiento de las oficinas se realizará con muros de obra de fábrica de ladrillo cerámico hueco de 12 cm de espesor.

## **2.8 ESCALERAS**

El uso de escalera para acceder a la primera planta para oficinas se obtendrá por medio una escalera prefabricada formada de una estructuras metálicas.

## **2.9 ESTRUCTURA DE LA NAVE**

La nave estará formada por una estructura de pilares y vigas de acero S-275 laminado en caliente. Los pilares de los pórticos se calcularán empotrados en el terreno.

Las distintas uniones que forman la estructura de la nave, empleando distintos perfiles, se realizará por medio de soldadura, con las características y dimensiones obtenidas en la memoria de cálculo y posteriormente representadas en los planos adjunto a este proyecto.

Los dinteles estarán formados por distintos perfiles IPE, estos soportan directamente las cargas de las correas y del cerramiento en cubierta.

Los pilares estarán formados por perfiles HEB, estos soportan las cargas de las jácenas y las transmiten a las zapatas individuales.

Los pórticos de la nave estarán compuestos por pilares de perfil HEB: 160, 240 y 300. Dinteles de perfil IPE: 200, 220, 300 y 330. Arriostrados entre ellos por perfiles IPE-80 y crucetas con perfil redondos de 6 mm de diámetro según se observan en los planos adjuntos en este proyecto.

## **2.10 ACABADO**

Todos los perfiles metálicos que forman la estructura de la nave objeto llevarán dos manos de tratamiento superficial de pintura o antioxidante.

Las caras internas a la nave del cerramiento exterior estarán enlosadas hasta 5 metros de altura. Las paredes internas a la nave estarán enfoscadas y pintadas con pinturas plásticas para interiores por ambas caras.

El suelo de la zona de trabajo de equipos pesados llevará tras el fratasado un tratamiento superficial mediante aditivos para dar una mayor dureza y para la zona de oficinas y servicios se realizará por medio de suelo enlosado.

## **2.11 CORREAS**

La correas empleadas en este proyecto son perfiles conformados ZF debido a su alta resistencia y su bajo peso, este último, favorece considerablemente a las cargas aplicadas en los dinteles de los pórticos.

El inconveniente de estos perfiles es la posibilidad a torsión, pero se obtiene en la memoria de cálculo de este proyecto el cumplimiento de todas las consideraciones posibles.

### **3 MEMORIA DE CÁLCULO**

#### **3.1 INTRODUCCIÓN**

El cálculo de la estructura metálica de la nave es calculada analíticamente aplicando los conocimientos técnico y la normativa vigente, a continuación, es confirmando los resultado, para ello, vuelve a ser calculado nuevamente la estructura metálica con el programa de cálculo de estructuras METAL 3D perteneciente a un paquete entre muchos otros del CYPE. Este programa integra en los cálculos las variables que se indican en el CTE.

Para el cálculo de cimentación debemos de conocer previamente la estructura metálica y determinaremos analíticamente junto con el CYPE las características de las zapatas.

#### **3.2 CARACTERISTICAS DE LA NAVE OBJETO**

Este proyecto estará compuesto por una cubierta a dos aguas sobre una estructura metálica porticada.

La nave tiene de luz 20 metros y una profundidad de 40 metros, porticada a lo largo de la nave guardando una distancia entre pórtico de 5 metros siendo un total de 9 pórticos para esta nave.

El cerramiento lateral se realizará con placas de hormigón de hasta 4 metros de altura, junto con la cristalería de las ventanas y los accesos a la nave.

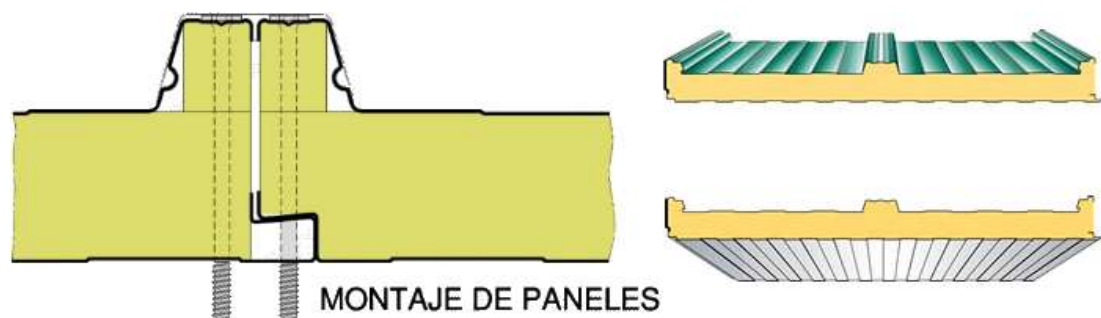
Partes geométricas	Medida
-Luz de los pórticos	20 m
-Longitud de la nave	40 m
-Altura de los pilares	9 m
-Altura de cumbrera	10 m
-Pendiente de la Cubierta	10%
-Distancia entre pórticos	5 m
-Distancia entre correas	1,8 m

*Tabla 1. Dimensiones de la Nave*

### 3.3 MATERIALES EMPLEADOS EN LA NAVE

#### 3.3.1 EMPLEADO PARA LA CUBIERTA

-Panel Sandwich de lana de roca, siendo un aislante acústico y resistente al fuego. Solape de 300 mm, conformado con doble chapa de acero galvanizado de 0,5 mm de espesor y perfil nervado, con relleno intermedio de lana de roca de 125 kg/m<sup>3</sup> de densidad. El acabado exterior de Poliéster. Espesor de 50 mm con un peso de 12,80 kg/m<sup>2</sup>.



*Figura 3. Paneles sándwich*

- Acero galvanizado de 0,5 mm, 4,31 kg/m<sup>2</sup>
- Relleno intermedio de lana de roca
- Peso de fijación para panel de cerramiento de cubierta

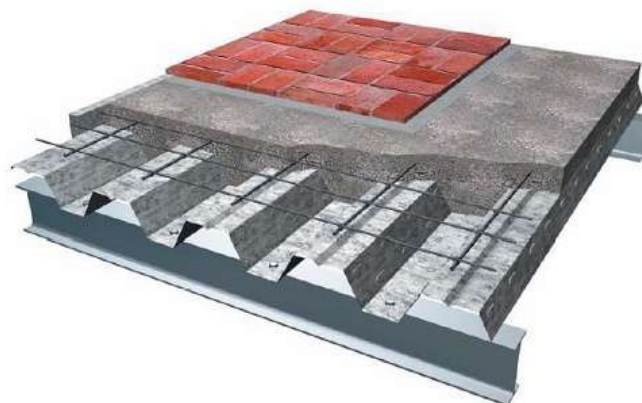
Peso total = 12,80 kg/m<sup>2</sup>.

-El accesorio de fijación para el panel Sandwich, de 50 de espesor, a las correas de las cubiertas son tornillos galvanizados de 6,3 x 110 mm.

-Se intercalaran en el panel de sándwich ciertos paneles translucidos blancos, como recogen los planos; dichos paneles estarán formados por dos capas de policarbonato de 50 mm de espesor.

### 3.3.2 EMPLEADO PARA ENTREPLANTA

El forjado de entreplanta será sobre chapa colaborante, para forjado mixto con armaduras como se observa en la figura 4.



*Figura 4. Forjado de entreplanta*

- Chapa de Acero galvanizado de 2 mm: 16 kg/m<sup>2</sup>



- Hormigón armado de 15 cm espesor:  $345 \text{ kg/m}^2$
- Enlosado:  $120 \text{ kg/m}^2$

Peso total:  $481 \text{ kg m}^2$

### 3.3.3 EMPLEADO PARA LA ESTRUCTURA

- Acero laminado en caliente S-275, cuyo límite elástico es  $\sigma = 275 \text{ N / mm}^2$

Aplicamos perfiles laminados:

- Perfiles HEB para los pilares de la nave.
- Perfiles IPE para las vigas.

- Acero conformado S-275

Para las correas de la cubierta se emplea perfil conformado en Z guardando una distancia entre ellas de 1,8 metros.

- Acero B-400-S, en armado de cimentación.

Teniendo en consideración con la normativa vigente, el Código Técnico de la Edificación, aplica para el cálculo de estructuras las propiedades propias del acero definido en el Documento Básico sobre Seguridad Estructural aplicadas en Aceros.

Propiedades	Designación y valor
Módulo de elasticidad	$E = 210.000 \text{ N / mm}^2$
Módulo de rigidez	$G = 81.000 \text{ N / mm}^2$
Coefficiente de Poisson	$\mu = 0.3$
Coefficiente de dilatación Térmica	$\alpha = 1,2 \times 10^{-5} (\text{C}^\circ)^{-1}$
Densidad	$\rho = 7.850 \text{ kg / m}^3$

*Tabla 2. Propiedades Del Acero*

### 3.3.4 EMPLEADO PARA EL CIMIENTO

La cimentación de la nave está constituida por zapatas bajo cada uno de los pilares de la nave. Cada zapata está formada por los siguientes elementos:

-Hormigón de Limpieza HM-15

Como base antes del cemento armado, sirviendo para distribuir mejor el peso en el terreno y para que no se mezcle el hormigón armado con la tierra. La resistencia a compresión  $\sigma=15 \text{ N / mm}^2$ .

-Hormigón Armado HA-25

En el interior del hormigón está reforzado por un mallado formado por acero corrugado. La resistencia a compresión del HA-25 es de  $\sigma=25 \text{ N / mm}^2$

-Acero B-400-S

Para el mallado de las zapatas y los atados siendo la resistencia a tracción de  $400 \text{ N / mm}^2$ .

### 3.4 CÁLCULO DE LAS CORREAS

Primeramente haremos los cálculos de las correas aplicando el manual del Cype para “Cálculo de estructuras metálicas con nuevo metal 3D” y seguidamente se realizará el mismo cálculo analíticamente utilizando el Código Técnico de la Edificación para comprobar que los resultados obtenidos anteriormente son correctos.

Para el cálculo de las correas se ha escogido un perfil conformado ZF. Primeramente calculamos las correas considerando que están simplemente apoyadas en a los pórticos y son continuas al menos 4 vanos.

Dentro de Metal 3D del Cype, comenzamos con el apartado “Generador de Pórticos”

Datos a considerar para “Generador de Pórtico”:

-Número de Vanos: 8

-Separación entre pórticos: 5.00 m

-Con cerramiento en cubierta

- Peso del cerramiento:  $12,80 \text{ kg} / \text{m}^2 = 0,128 \text{ kN} / \text{m}^2 \sim 0,13 \text{ kN} / \text{m}^2$ .
- Sobrecarga del cerramiento:  $0,4 \text{ kN} / \text{m}^2$ .

Según el Código Técnico de la Edificación en el Documento Básico sobre Seguridad Estructural para Acciones de la edificación (CTE-DB-SE-AE), se aplica para este apartado la tabla 3.1. para una cubierta ligera sobre correas.

-Con sobrecarga de viento:

- Zona eólica: Categoría “ C ” Velocidad básica 29 m / s.
- Grado de aspereza: Opción “ IV ” Para zonas industrial.

-Con sobrecarga de nieve:

- Zona de clima invernal: Categoría “ 6 “
- Exposición al viento: Normal con resaltos en la cubierta.

-Combinaciones de carga para el cálculo de correas:

- Categoría de uso “ G ” cubierta accesible únicamente para mantenimiento.
- Cota de nieve: inferior a 1.000 metros.

### **3.4.1 RESULTADO DEL CÁLCULO DE LAS CORREAS**

Para los datos observados en la figura 5 para el cálculo de correas sobre cubiertas obtenemos unos buenos resultados:

Datos de cálculo	
Límite flecha:	L / 300
Número de vanos:	Tres o más vanos
Tipo de fijación:	Fijación rígida

Descripción de correas		
Tipo de perfil:	ZF-200x2.0	Dimensionar
Separación:	1.8 m	Dimensionar
Tipo de Acero:	S275	Dimensionar

Figura 5. Datos de cálculo de correas.

Según el punto 4.3.3.1 basado sobre deformaciones en la Bases de cálculo del CTE-DB-SE-AE, obtenemos la exigencia de que la flecha relativa debe ser menor que  $L/300$ .

Un tipo de fijación rígida impide el giro de las correas y sólo actúa la flexión y cortante en el plano normal a la cubierta

Para un perfil conformados ZF-200\*2.0, de 200 mm de alto, 2 mm de grosor, con una separación entre correas de 1,8 m y calidad S-275 cuyas características son:

Perfil	Dimensiones							A	M
	h	b <sub>1</sub>	b <sub>2</sub>	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	e	r	cm <sup>2</sup>	kg/m
ZF 200 x 2.0	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		
	200	80	70	25	22	2,0	2,5	7,66	6,01
Distancia de los ejes								Tag	u

$d_1$	$d_2$	$V_1$	$V_2$	$V_3$	$V_4$	$Z_1$	$\alpha^\circ$	$m^2/m$
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm		
9,68	0,203	4,66	3,58	3,23	3,97	11,60	3,66	0,770
Referido al eje X-X			Referido al eje Y-Y			$I_{xy}$		
$I_x$	$W_x$	$i_x$	$I_y$	$W_y$	$i_y$		$cm^4$	
$cm^4$	$cm^3$	cm	$cm^4$	$cm^3$	cm			
472	45,8	7,85	97,3	23,8	3,56	159		
Referido al eje Z-Z			Referido al eje V-V					
$I_z$	$W_z$	$i_z$	$I_v$	$W_v$	$i_v$			
$cm^4$	$cm^3$	cm	$cm^4$	$cm^3$	cm			
531	44,1	8,32	39,1	8,39	2,26			

Tabla 3. Características ZF 200x2.5

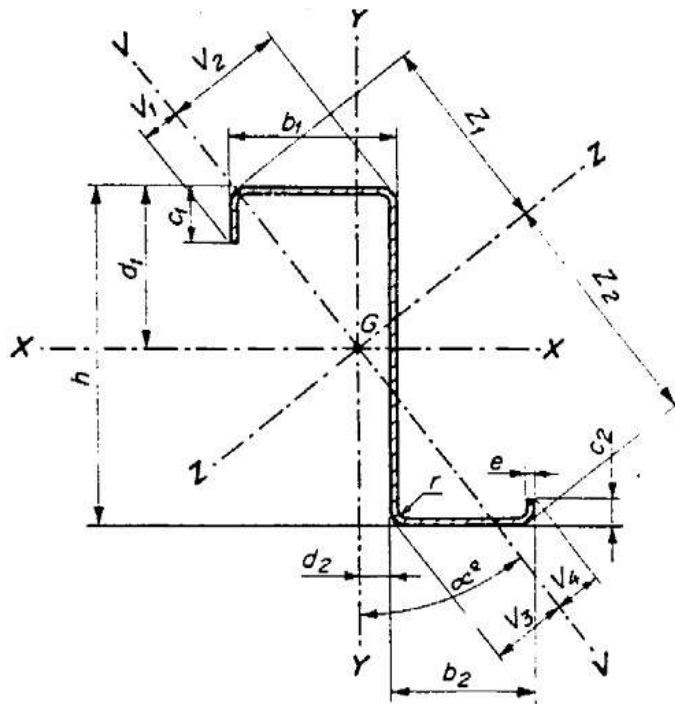


Figura 6. Perfil ZF 200x2.5

Comprobación de correas de cubierta	
El perfil seleccionado cumple todas las comprobaciones.	
Porcentajes de aprovechamiento:	
Tensión: 77,28 %	Flecha: 64,19 %

Tabla 4. Comprobación de correas de cubierta

### 3.4.2 COMPROBACIÓN DE LOS RESULTADOS DE CORREAS

#### 3.4.2.1 DETERMINACIÓN DEL PESO PROPIO

Las cargas debidas al peso propio son las correas, el panel de cerramiento de la cubierta y las piezas de anclaje.

Por lo cual, el peso de carga será:

- Peso panel de cubierta y fijación =  $12,80 \text{ kg/m}^2 \cdot 1,8 \text{ m}^* = 23,04 \text{ kg/m}$   
\* (1,8 m: distancia entre correas)
- Peso correa = 6,01 kg/m

$$q_{ppc} = 23,04 \text{ Kg/m} + 6,01 \text{ Kg/m} = 29,05 \text{ Kg/m} \quad (3.1)$$

Siendo:

$q_{ppc}$  : Carga lineal correspondiente al peso propio de las correas.

#### 3.4.2.2 VALORES DE LA SOBRECARGA DE USO

El valor de sobrecarga de uso según 3.1.1 lo obtenemos de la tabla 3.1 del CTE-DB-SE-AE.

Categorías de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )	Carga concentrada (kN)
G	Cubierta accesibles únicamente para conservación	G1	Cubierta ligera sobre correas	0,4	1

Tabla 5. Valor de sobrecarga de uso

$$q_s = 1,8 \cdot S_s \cdot \cos \alpha = 1,8[\text{m}] \cdot 40[\text{Kg/m}^2] \cdot \cos 5,71^\circ = 71,64 \text{ Kg/m} \quad (3.2)$$

\* (1,8 m: distancia entre correas)

Siendo:

$q_s$  ; Carga lineal correspondiente a sobrecarga de uso.

$S_s$  ; Carga superficial de sobrecarga de uso.

### 3.4.2.3 DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE NIEVE

La nave se encuentra en Algeciras (Cádiz). Según la tabla E.2 “Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal” del Anejo E que se anuncia en el apartado 2 del punto 3.5.1. del CTE-DB-SE-AE obtenemos el valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal “ $q_n$ ”.

$$q_n = \mu \cdot S_k \quad (3.3)$$

- $\mu$ , Coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3 del CTE-DB-SE-AE.

Para cubiertas con una inclinación inferior a 30° utilizar el coeficiente de forma con valor 1.

- $S_k$ , El valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2 lo obtenemos de la tabla 3.8 del CTE-DB-SE-AE.

Capital	Altitud ( m )	$S_k$ ( kN / m <sup>2</sup> )
Cádiz	0	0,2

*Tabla 6. Sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal*

Resultado obtenido de cargas de nieve.

Nos interesará la sobrecarga unitaria en la dirección de la pendiente, y por el metro lineal de la correa.

$$q_n = 1,8 \cdot S_k \cdot \cos \alpha = 1,8[\text{m}] \cdot 20[\text{Kg/m}^2] \cdot \cos 5,71^\circ = 35,82 \text{ Kg/m} \quad (3.4)$$

\* (1,8 m: distancia entre correas)

Se aplica el coeficiente de ponderación para sobrecarga de nieve:

$$q_n^* = \mu \cdot q_n = 1 \cdot 35,82 \text{ Kg/m} = 35,82 \text{ Kg/m} \quad (3.5)$$

#### 3.4.2.4 ACCIÓN DEL VIENTO

En el punto 1 del apartado 3.3.2. del CTE-DB-SE-AE la acción de viento es una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática “ $q_e$ ”.

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p \quad (3.6)$$



$-q_b$ , La presión dinámica del viento. Se obtienes en la figura D.1 del anejo D del CTE-DB-SE-AE, cuyo valor básico de la velocidad del viento en cada localidad identifica una presión dinámica.

En nuestro caso, correspondería una zona de categoría C donde la presión dinámica es  $0,52 \text{ kN/m}^2$ .

$-C_e$ , El coeficiente de exposición, es una variable en función del grado de aspereza del entorno. Se determina con la tabla 3.4. según 3.3.3. del CTE-DB-SE-AE junto con el apartado 1 según 3.3.3. del CTE-DB-SE-AE.

El apartado 1 toma el valor de altura media rasante, en nuestro caso, los pilares de 9 m, con una cumbrera de 10 m, la altura a consideras es la media 9,5 m.

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)	
	9	12
IV Zona industrial	1,3	1,4

*Tabla 7. Coeficiente de exposición*

Interpolamos:

Altura del punto considerado (m)	Coeficiente de exposición " $C_e$ "
9	1,3
9,5	<b>Resultado <math>C_e = 1,32</math></b>
12	1,4

*Tabla 8. Resultado de Coeficiente de exposición*

$-C_p$ , El coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, un valor negativo indica succión. Su valor se establece en 3.3.4 y 3.3.5 del CTE-DB-SE-AE.

Según el punto 3.3.4 del CTE-DB-SE-AE, el valor de coeficiente de exposición “  $C_e$  ” se obtiene en el apartado D.2 del anejo D. con la siguiente expresión:

$$C_e = F \cdot (F + 7 k) \quad (3.7)$$

$$F = k \ln (\max (z,Z) / L) \quad (3.8)$$

Según el grado de aspereza de la tabla D.2 dispone de los siguientes valores:

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
IV Zona industrial	0,22	0,3	5,0

*Tabla 9. Valores del anejo D.2*

$$F = k \ln (\max (z,Z) / L) = 0,22 \cdot \ln(5/0,3) = 0,6189$$

$$C_e = F \cdot (F + 7 k) = 0,6189 \cdot (0,6189 + 7 \cdot 0,22) = 1,336$$

Para la cubierta tomamos la altura media expuesta al viento, en la cubierta.  
 $z = 9,5$  m.

$$F = k \ln (\max (z,Z) / L) = 0,22 \cdot \ln(9,5/0,3) = 0,7601$$

$$C_e = F \cdot (F + 7 k) = 0,7601 \cdot (0,7601 + 7 \cdot 0,22) = 1,7483$$

### 3.4.2.4.1 PRESIÓN EXTERIOR

Según el punto 3.3.5 del CTE-DB-SE-AE, los coeficientes de presión exterior o eólico “ $C_{pe}$ ”, se obtiene en las tablas D.3 del anejo D. Este valor depende de la dirección relativa del viento, de la forma del edificio, la posición de elemento considerado y el área de influencia.

A, es área de influencia del elemento o punto considerado, en nuestro caso, para obtener el coeficiente de presión exterior, el área de influencia es mayor a  $10 \text{ m}^2$ .

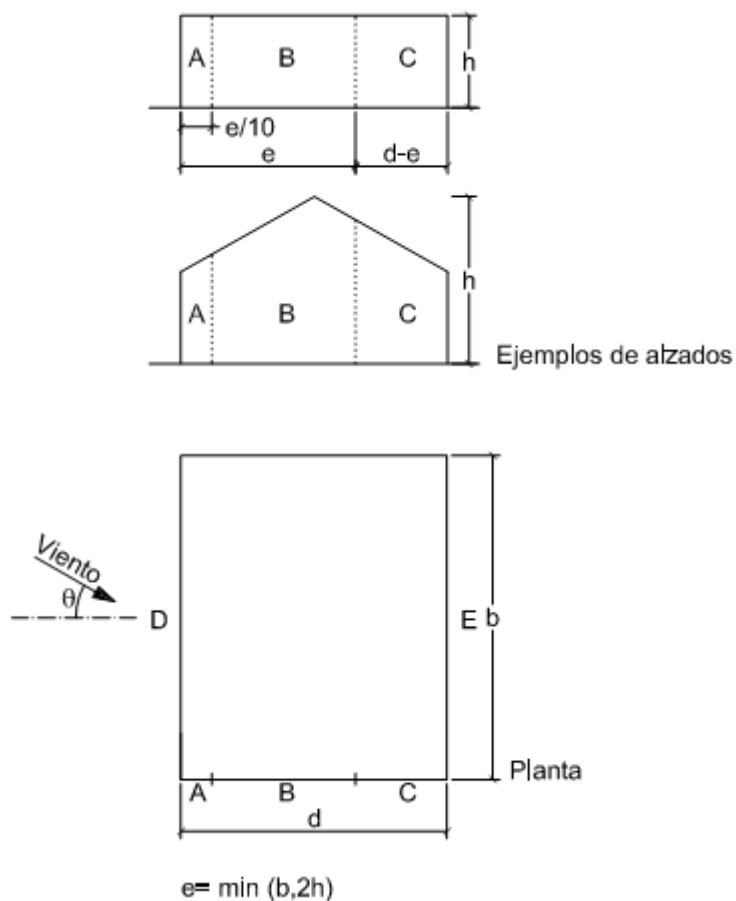


Figura 7. Coeficiente de presión exterior

A ( m <sup>2</sup> )	h/d	Zona según Figura 5, -45° < θ < 45°				
		A	B	C	D	E
>10	1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
	≤ 0,25	“	“		0,7	-0,3

Tabla 10. Coeficiente de presión exterior

Para una altura de cumbrera de  $h = 10$  y una luz  $d = 20$ , obtenemos  $h/d = 0,5$  es decir, hay que interpolar. Los valores negativos significan succión.

A ( m <sup>2</sup> )	h/d	Zona según Figura 5, -45° < θ < 45°				
		A	B	C	D	E
>10	1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
	0,5	-1,2	-0,8	-0,5	0,733	-0,366
	≤ 0,25	“	“		0,7	-0,3

Tabla 11. Resultados de Coeficiente de presión exterior

Zona según Figura 5	$C_{pe} \cdot C_e \cdot q_b = q_e$			
	$C_{pe}$	$C_e$	$q_b$ ( kN/m <sup>2</sup> )	$q_e$ ( kN/m <sup>2</sup> )
A	-1,2	1,336	0,52	-0,833
B	-0,8	1,336	0,52	-0,555
C	-0,5	1,336	0,52	-0,347
D	0,733	1,336	0,52	0,509
E	-0,366	1,336	0,52	-0,254

Tabla 12. Resultados de presión exterior

### 3.4.2.4.2 PRESIÓN EXTERIOR EN CUBIERTA

Según el punto 3.3.5 del CTE-DB-SE-AE, los coeficientes de presión exterior “ $C_{pe}$ ”, en cada zona de la cubierta a dos aguas y para cada una de las dos situaciones, se obtiene en las tablas D.6 del anejo D. Este valor depende de la dirección relativa del viento, de la forma del edificio, la posición de elemento considerado y el área de influencia.

A, es área de influencia del elemento o punto considerado, en nuestro caso, para obtener el coeficiente de presión exterior, el área de influencia es mayor a  $10 \text{ m}^2$ .

$\alpha$ , es el ángulo que forma la pendiente con la horizontal, para este proyecto la pendiente es  $5,71^\circ$ .

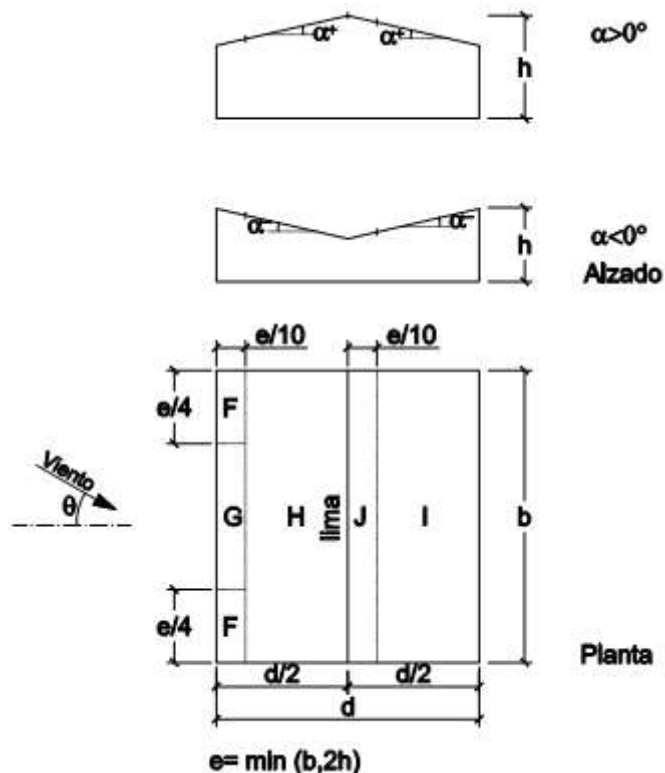


Figura 8. Coeficiente de presión en cubierta a dos aguas

Pendiente de la cubierta $\alpha$	A (m <sup>2</sup> )	Zona según Figura 6, $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		F	G	H	I	J
5°	$\geq 10$	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
15°		-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1

Tabla 13. Coeficiente de presión en cubierta a dos aguas

Interpolamos para un valor  $\alpha = 5,71^\circ$

Pendiente de la cubierta $\alpha$	A (m <sup>2</sup> )	Zona según Figura 6, $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		F	G	H	I	J
5°	$\geq 10$	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
5,71°	$\geq 10$	-0,6000	-0,9476	-0,4107	-0,4738	-0,5572
15°		-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1

Tabla 14. Resultado de coeficiente de presión en cubierta a dos aguas

Zona según Figura 6	$C_{pe} \cdot C_e \cdot q_b = q_e$			
	$C_{pe}$	$C_e$	$q_b$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_e$ (kN/m <sup>2</sup> )
F	-0,6000	1,7483	0,52	-0,233
G	-0,9476	1,7483	0,52	-0,368
H	-0,4107	1,7483	0,52	-0,159
I	-0,4738	1,7483	0,52	-0,184
J	-0,5572	1,7483	0,52	-0,216

Tabla 15. Resultados de presión en cubierta a dos aguas

Los resultados de presión son todos negativos, esto significa que actúan como succión en la nave y podemos despreocupar la acción del viento.

#### 3.4.2.5 SUMA DE ACCIONES SOBRE LAS CORREAS

$$1^{\text{a}} \text{ caso: } q_{tc} = q_{ppc} + q_n^* \quad (3.9)$$

$$1^{\text{a}} \text{ caso: } q_{tc} = 29,05 \text{ [Kg/m]} + 35,82 \text{ [Kg/m]} = 64,87 \text{ Kg/m} \sim 0,65 \text{ kN/m}$$

$$2^{\text{a}} \text{ caso: } q_{tc} = q_{ppc} + q_s \quad (3.10)$$

$$2^{\text{a}} \text{ caso: } q_{tc} = 29,05 \text{ [Kg/m]} + 71,64 \text{ [Kg/m]} = 100,69 \text{ Kg/m} \sim 1,01 \text{ kN/m}$$

Siendo:

$q_{tc}$  ; Carga total sobre las correas.

$q_n^*$ ; Carga de nieve.

$q_{ppc}$ ; Carga lineal sobre la correa asociado al peso permanente.

$q_s$ ; Carga lideal debido a Sobrecarga de uso

#### 3.4.2.6 CALCULO DE MOMENTOS, CORTANTES, FLECHA Y ESFUERZO SOBRE LA CORREA

Se ha tomado un perfil ZF-200\*2.0 como correa, siendo el caso de flexión desviada, se ha considerado la correa como una viga continua empotrada en un extremo y articulada en los demás apoyos, obtenemos los siguientes resultados y siendo comprobados además con el programa RDM6:

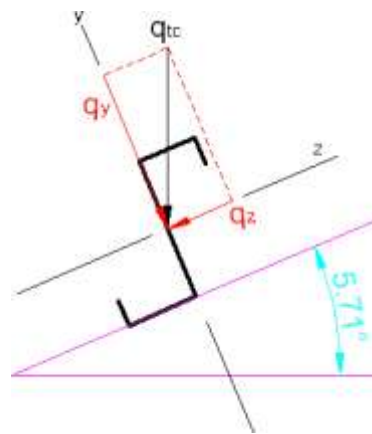


Figura 9. Flexión desviada

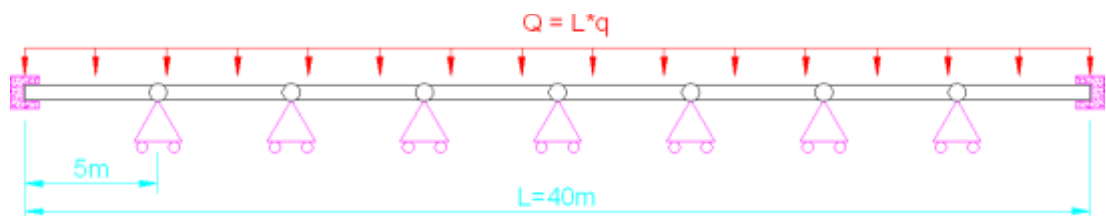


Figura 10. Viga continua empotrada en los extremos

-Los momentos flectores máximos son:

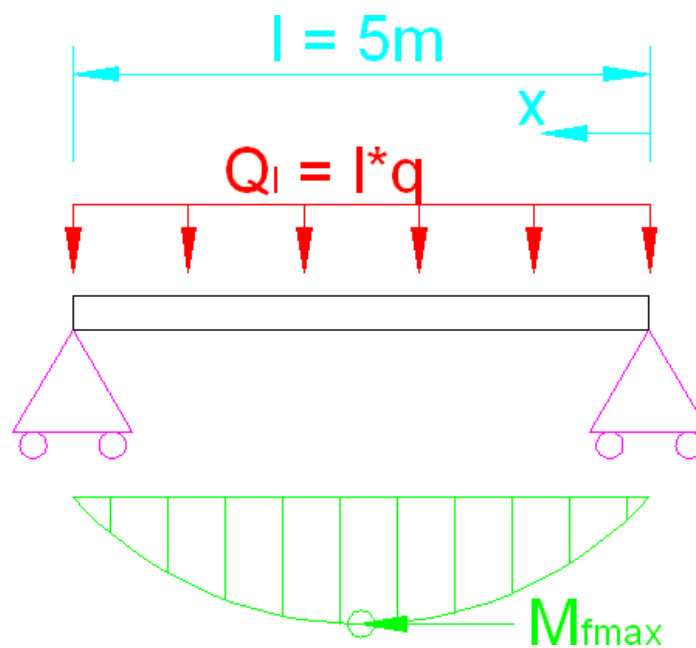


Figura 11. Momento flector máximo



$$M_{f_{\max}} = 1/8 \cdot q_{tc} \cdot l^2 \quad (3.11)$$

$$M_{f_{\max}} = 3,156 \text{ kN} \cdot \text{m} = 3.156.000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{fy} = M_{f_{\max}} \cdot \cos 5,71 = 3,140 \text{ kN} \cdot \text{m} = 3.140.000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{fz} = M_{f_{\max}} \cdot \sen 5,51 = 0,314 \text{ kN} \cdot \text{m} = 314.000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$M_{f_{\max}}$  ; Momento flector máximo.

$M_{fy}$  ; Momento flector máximo respecto al eje y.

$M_{fz}$ ; Momento flector máximo respecto al eje z.

-Esfuerzo cortante máximo es:

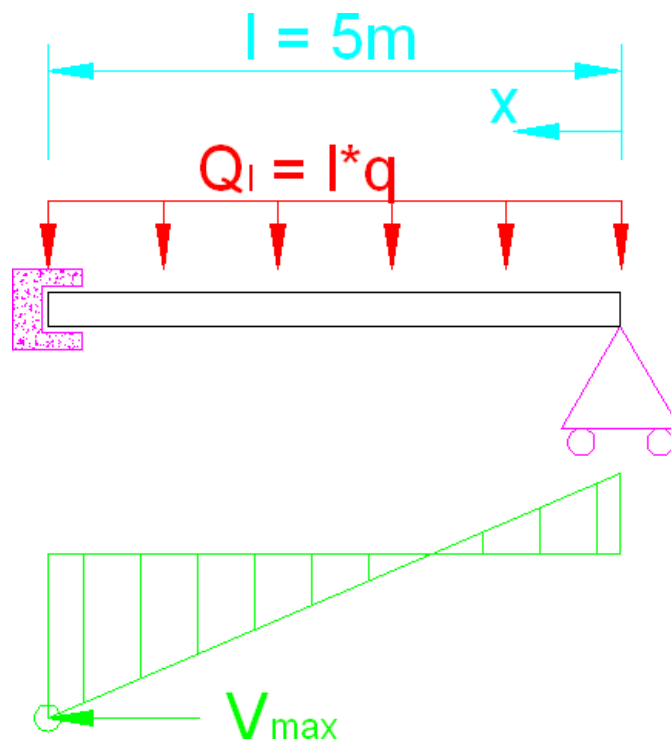


Figura 12. Esfuerzo cortante máximo

$$V_{\max} = \frac{dM_{f_1}}{dx} = d \left( \frac{3}{8} q_{tc} l x - \frac{q_{tc}}{2} x^2 \right) dx \quad (3.11)$$

$$V_{max} \text{ a } x = l = \frac{3}{8} q_{tc} l - q_{tc} x = 315,6 \text{ kg} = 3,156 \text{ kN}$$

Siendo:

$q_{tc}$  ; Carga total sobre las correas, de 1,01 kg/cm

$l$ ; Longitud de la correa, de 500 cm

$M_{fmax}$  ; Momento flector máximo.

$M_{fy}$  ; Momento flector máximo respecto al eje y.

$M_{fz}$ ; Momento flector máximo respecto al eje z.

-La flecha máxima obtenida en la correa es:

$$f_{max} = \int_{x_1}^{x_2} \frac{M_{fz}}{EI_z} dx \quad (3.12)$$

$$f_{max} = \frac{1}{EI_z} \left[ \frac{q_{tc} x^4}{2} - \frac{q_{tc} \cdot l x^3}{3} \right]_{x_1=0 \text{ cm}}^{x_2=l \text{ 2cm}} = 0,8292 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

Siendo:

$q_{tc}$  ; Carga total sobre las correas, de 1,01 kg/cm

$l$ ; Longitud de la correa, de 500 cm

$f_{max}$ ; Flecha máxima

$E$  ; Módulo de elasticidad de 210.000 N/mm<sup>2</sup>

$I_z$  ; Momento de inercia respecto a z, 472 cm<sup>4</sup>.

-Para perfiles ZF aplicamos la formula 3.13 para obtener el máximo esfuerzo axial que existe en la sección más desfavorable.

$$N_{max} = \frac{M_{fmax} \cdot m_x}{I_x}; \quad m_s = e \cdot b_1 \cdot h'; \quad h' = \frac{h}{2} - \frac{e}{2} \quad (3.13)$$

$$N_{max} = \frac{3156000 \cdot 2 \cdot 80 \cdot \frac{200}{2} - \frac{2}{2}}{4720000} = 10.591 N$$

Siendo:

$M_{fmax}$  ; Momento flector máximo.

$I_x$  ; Momento de inercia respecto a x, de  $472 \text{ cm}^4$ .

$m_x$  ; Momento estático respecto al eje x.

e; Espesor del perfil, 2 mm

$b_1$ ; Ala más larga del perfil, 80 mm

$h'$ ; distancia para perfiles ZF.

### 3.4.2.7 COMPROBACIÓN DE LA FECHA

Para la comprobación de flecha aplicamos el punto 4.3.3.1 en la base de cálculo perteneciente al CTE-DB-SE. En ella se admite que el elemento estructural es considerado suficientemente rígida cuando la flecha relativa es inferior, para nuestro caso,  $L/300$ .

$$L/300 = 5000/300 = 16,7 \text{ mm} \geq 8,292 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

### 3.4.2.8 RESISTENCIA DE CÁLCULO

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos para la resistencia de cálculo  $f_{yd}$ .

$$f_{yd} = f_y \gamma_M \quad (3.15)$$

$$f_{yd} = \frac{275 \text{ N mm}^2}{1,05} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ , tensión del límite elástico del material se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A.

$\gamma_M$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A.

- Resistencia última de cálculo del material  $f_{ud}$ .

$$f_{ud} = f_u \gamma_{M2} \quad (3.16)$$

$$f_{ud} = \frac{410 \text{ N mm}^2}{1,25} = 328 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_u$ , tensión última del material se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A.

$\gamma_{M2}$ , coeficiente de seguridad para resistencia última, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A.

#### 3.4.2.8.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LAS SECCIONES A TRACCIÓN

Según el punto 3 del apartado 6.2.3. del CTE-DB-SE-A, las secciones extremas en las que se practican los agujeros y rebajes de alas requeridos para la unión, se comprobará el desgarrado del alma como se observa en la figura 13 según el apartado 8.5.2. del CTE-DB-SE-A.

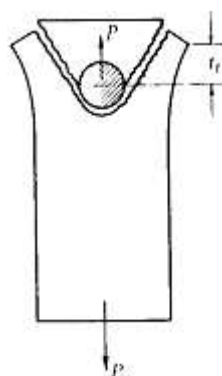


Figura 13. Desgarro de la chapa

### 3.4.2.8.1.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA AL DESGARRO DEL ALMA

Aplicamos el apartado 8.5.2. de CTE-DB-SE-A para comprobar la resistencia al desgarro del alma al arriostrar perfiles conformados ZF por conectores Z atornillados, al alma del perfil, como se observa en la figura 14 y 15, así pues, como reducimos la sección sometida a tracción debemos comprobar que dicha sección soporta el esfuerzo a tracción que está sometida y no se produce desgarro en el alma del perfil.



Figura 14.Reducción de la sección.

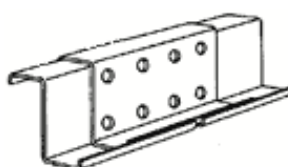


Figura 15.Elemento de solape atornillada.

Correa	H	C	B	d	c	K	D
ZF-200*2,0	200	76	66	15	21	46,5	80

Tabla 16.Características del Solape ZF

$$F_{V.Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (3.17)$$

$$F_{V.Rd} = \frac{275 \cdot 2 \cdot 200}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 60.484 \text{ N}$$

$N_{max} < F_{V.Rd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

$F_{V.Rd}$ ; Esfuerzo axial para desgarro de la chapa.

$N_{max}$ ; Esfuerzo axial máximo que existe en la sección, de 10.591 N.

$f_y$ , tensión del límite elástico del material se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A.

$\gamma_{M0}$ , coeficiente de seguridad para resistencia última, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A.

A, área bruta de la sección a cortante.

### 3.4.2.8.2 RESISTENCIA DE LAS SECCIONES A TORSIÓN

Según el apartado 6.2.7 del CTE-DB-SE-A, la comprobación de resistencia de pandeo puede realizarse con criterios elásticos de acuerdo a la expresión (6.1) que aparece en dicho documento.

$$\sqrt{\sigma_{xd}^2 + \sigma_{zd}^2 - \sigma_{xd} \cdot \sigma_{zd} + 3\tau_{xz}^2} \leq f_{yd} \quad (3.18)$$

Si cambiamos la ecuación 3.18 por las direcciones principales quedaría:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} \leq f_{yd} \quad (3.19)$$

#### 3.4.2.8.2.1 CALCULO DE LAS DIRECCIONES PRINCIPALES DE LA SECCIÓN DE LA CORREA

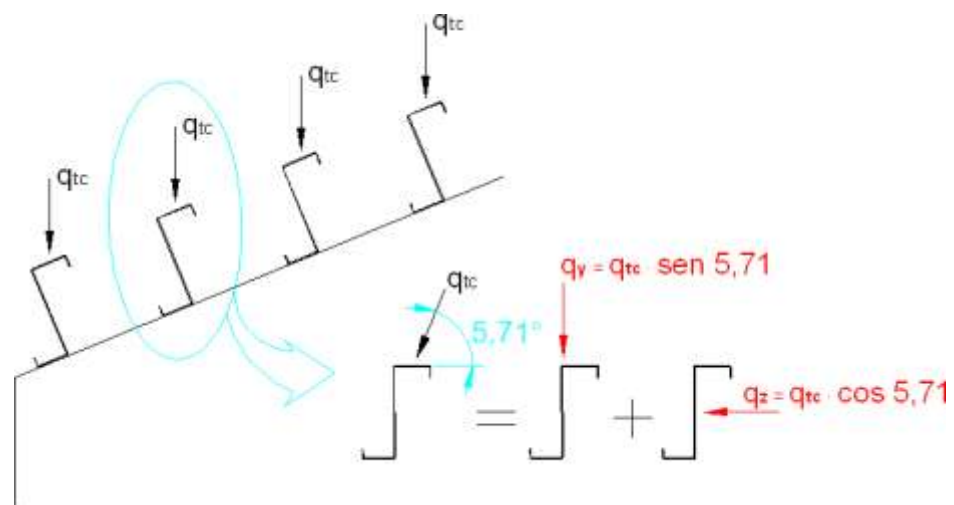


Figura 16. Principio de superposición

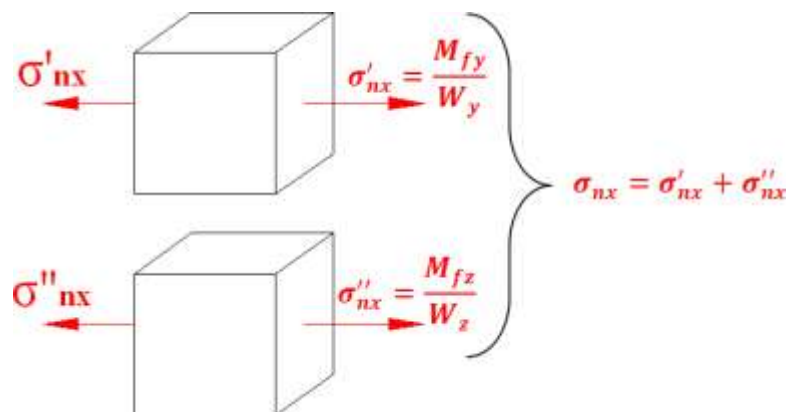


Figura 17. Tensión normal en el eje x

$$\sigma'_{nx} = \frac{3140000}{23800} = 132 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma''_{nx} = \frac{314000}{45800} = 7 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{nx} = \sigma'_{nx} + \sigma''_{nx} = 139 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$\sigma_{nx}$ ; Tensión normal en el eje x.

$\sigma'_{nx}$ ; Tensión normal en el eje x provocado por un componente flector y

$\sigma''_{nx}$ ; Tensión normal en el eje x provocado por un componente flector z.

$W_y$ ; Modulo resistente de la sección respecto al eje y, de 23800 mm<sup>3</sup>.

$W_z$ ; Modulo resistente de la sección respecto al eje z, de 45800 mm<sup>3</sup>.

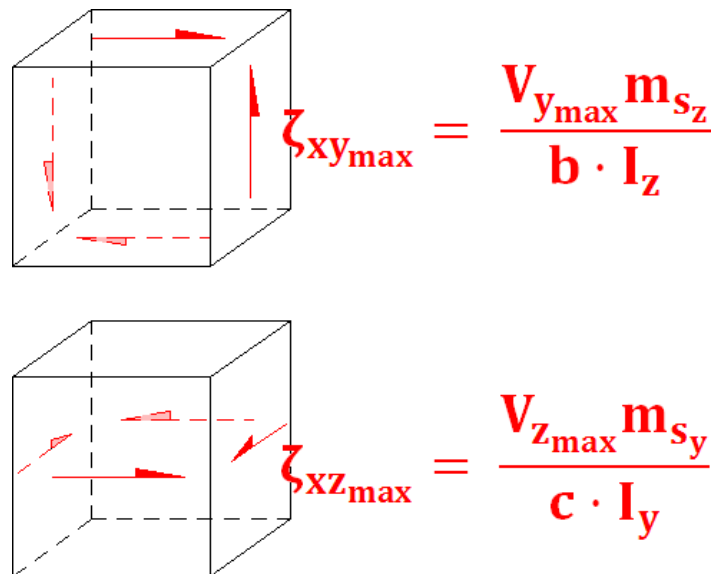


Figura 18. Tensiones tangenciales al plano

$$\zeta_{xy_{max}} = \frac{31,4 \cdot 28,2}{0,2 \cdot 472,0} = 9,380 \text{ kg cm}^2 = 0,938 \text{ N mm}^2$$

$$\zeta_{xz_{max}} = \frac{314,0 \cdot 9,3}{0,2 \cdot 97,3} = 150,062 \text{ kg cm}^2 = 15,006 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$\zeta_{xy}$ ; Tensión tangencial en el plano xy.

$\zeta_{xz}$ ; Tensión tangencial en el plano xz.

$I_y$ ; Momento de inercia respecto al eje y, de 472 cm<sup>4</sup> (Obtenido en tabla).

$I_z$ ; Momento de inercia respecto al eje z, de 97,3 cm<sup>4</sup> (Obtenido en tabla).

$m_{s_y}$ ; Momento estático respecto al eje y, de 9,3 cm<sup>3</sup>.

$m_{s_z}$ ; Momento estático respecto al eje z, de 28,2 cm<sup>3</sup>.

$$m_s = A \cdot d_{cg} \quad (3.20)$$

$V_y$ ; Esfuerzo cortante en el eje y.



$$V_{y_{max}} \quad x = l = \frac{dM_{fy_1}}{dx} = \frac{3}{8}q_y l - q_y x = 31,4 \text{ kg}$$

$V_z$ ; Esfuerzo cortante en el eje z.

$$V_{z_{max}} \quad x = l = \frac{dM_{fz_1}}{dx} = \frac{3}{8}q_z l - q_z x = 314,0 \text{ kg}$$

$\Sigma_{NX}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\zeta_{xy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\zeta_{xz}$ (N/mm <sup>2</sup> )
139	0,938	15,006

Tabla 17. Resumen de las tensiones en las correas

$$T = \begin{matrix} \Sigma_{NX} & \zeta_{xy} & \zeta_{xz} \\ \zeta_{xy} & 0 & 0 \\ \zeta_{xz} & 0 & 0 \end{matrix}$$

$$0 = T - I\sigma \quad (3.21)$$

$$0 = \begin{matrix} \Sigma_{NX} & \zeta_{xy} & \zeta_{xz} & \sigma & 0 & 0 \\ \zeta_{xy} & 0 & 0 & -0 & \sigma & 0 \\ \zeta_{xz} & 0 & 0 & 0 & 0 & \sigma \end{matrix}$$

$\sigma_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (N/mm <sup>2</sup> )
137,354	1,646	0

Tabla 18. Resumen de tensiones en direcciones principales

### 3.4.2.8.2.2 COMPROBACIÓN DE LAS SECCIONES A TORSIÓN

$$\frac{137,354 - 1,646^2 + 1,646 - 0^2 + 0 - 137,354^2}{2} = 136,54 \text{ N mm}^2$$

$136,54 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo, de 261,90 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.4.2.8.3 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LAS SECCIONES A CORTE

Según el apartado 6.2.4 del CTE-DB-SE-A, El esfuerzo cortante de cálculo  $V_{max}$  debe ser menor que la resistencia de las secciones a cortante,  $V_{c,Rd}$ .

$$V_{c,Rd} = A \frac{f_y}{3} \quad (3.18)$$

$$V_{c,Rd} = 766 \cdot \frac{275}{3} = 121.619 \text{ N}$$

$V_{max} < V_{c,Rd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

$V_{max}$ ; Esfuerzo cortante máximo que existe, de 3.156 N.

A; Área de la sección maciza, de 766 mm<sup>2</sup>.

$f_y$ , tensión del límite elástico del material se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A.

### 3.4.2.8.4 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE LAS SECCIONES A COMPRESIÓN

Según el apartado a) del punto 6.2.5. del CTE-DB-SE-A, la comprobación de resistencia de la sección a compresión se realizará con las ecuación 6.2 de dicho documento para secciones de clase 3.

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \quad (3.19)$$

$$N_{pl,Rd} = 766 \cdot 261,90 = 200.615 \text{ N}$$

$$N_{max} < N_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

$N_{pl,Rd}$ ; Resistencia de la sección a compresión.

$N_{max}$ ; Esfuerzo axil máximo que existe en la sección, de 10.591 N.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo, de 261 N/mm<sup>2</sup>.

A; Área de la sección maciza, de 766 mm<sup>2</sup>.

### 3.4.3 CALCULO DE ARRIOSTRAMIENTO DE LA CHAPA.

Para la comprobación de los siguientes subapartados, es necesario conocer el esfuerzo sometido a los tornillos.

En el apartado 3.4.2.6 de este documento calculamos el esfuerzo axil existente en las correas sometidas a flexión que es el mismo esfuerzo que se aplica sobre todos los elementos de arriostramiento entre la chapa y las correas, es decir, es una fuerza cortante aplicada a cada tornillo.

#### 3.4.3.1 NÚMERO DE TORNILLOS DE ARRIOSTRAMIENTO

Para un arriostramiento adecuado de las chapas sobre las correas, debemos de determinar el número de tornillos que harán falta, para ello, aplicamos el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, cuya condición necesaria para no comprobar el pandeo lateral es, cuando el ala comprimida se arriestra de forma continua o bien de forma puntual a distancias menores de 40 veces el radio de giro mínimo, es decir, esta distancia determinará la separación entre tornillos y la cantidad necesaria:

$$L \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (3.22)$$

$$L \leq 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} = 40 \frac{57200}{140} = 808,5$$

$$N^{\circ} \text{ Tornillos} = \frac{L}{808,5} = \frac{5000 \text{ mm}}{808,5 \text{ mm}} = 6,18 \sim 7 \text{ Tornillos}$$

Siendo:

L; Distancia entre pórticos, de 5 metros.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección perteneciente al perfil ZF que contiene los tornillos.

$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b_2^3}{12} \quad (3.23)$$

$A_c$ ; Área sometida a compresión correspondiente a la sección perteneciente al perfil ZF que contiene los tornillos.

$$A_c = e \cdot b_2 \quad (3.24)$$

Debemos colocar 7 tornillos con una distancia de 80,8 cm entre ellos a lo largo de la correa entre pórticos. Escogeremos tornillos de clase 4.6, cuya características mecánicas la obtenemos de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A.

Clase	4.6
Tensión de límite elástico $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	240
Tensión de rotura $f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400

Tabla 19. Características mecánicas del acero de los tornillos

Escogemos tornillos de diámetro 16 mm, normalizados en la tabla 7.1 del CTE-DB-SE-A, dándonos como dato, el área resistente del tornillo “ $A_s$ ” de 157 mm<sup>2</sup>.

### 3.4.3.2 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA A CORTANTE EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TORNILLO

Según el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante por tornillo tendrá como valor el menor de la resistencia a cortante de las secciones del tornillo, sin que la resistencia total de la unión supere la resistencia a desgarro del alma:

$$F_{V.Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (3.25)$$

$$F_{V.Rd} = 1 \cdot \frac{0,5 \cdot 400 \cdot 157}{1,25} = 25.120 \text{ N}$$

$$N_{max} < F_{V.Rd} \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

$F_{V.Rd}$ ; Resistencia a cortante en la sección transversal del tornillo.

$N_{max}$ ; Esfuerzo axial que existe en la sección de la correa, de 10.591 N.

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del tornillo, de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$A_s$ ; Área resistente del tornillo, de 157 mm<sup>2</sup>.

n; número de planos de corte.

$\gamma_{M2}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión, según tenemos en el punto 2.3.3 del CTE-DB-SE-A.

### 3.4.3.3 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA A APLASTAMIENTO DE LA CHAPA QUE SE UNE

Un segundo apartado b) del punto 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante por tornillo tendrá como valor el menor de la resistencia a aplastamiento de la chapa de unión, sin que la resistencia total de la unión supere la resistencia a desgarro del alma:

$$F_{t.Rd} = \frac{2,5\alpha f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (3.25)$$

$$F_{t.Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,97 \cdot 410 \cdot 16 \cdot 2}{1,25} = 25.452 \text{ N}$$

$$N_{max} < F_{t.Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$F_{t.Rd}$ ; Resistencia a aplastamiento de la chapa de unión.

$N_{max}$ ; Esfuerzo axial que existe en la sección de la correa, de 10.591 N.

$f_u$ ; Resistencia última del acero de las chapas que se unen, de 410 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_{M2}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión, según tenemos en el punto 2.3.3 del CTE-DB-SE-A.

$d$ ; diámetro del vástago del tornillo, de 16 mm.

$t$ ; menor espesor de las chapas que se unen, 2mm.

$\alpha$ ; es el menor de:

Apartado b) del 8.5.2 del CTE-DB-SE-A	$\frac{e_1}{3d_o}$	$\frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}$	$\frac{f_{ub}}{f_u}$	1
Resultados	16,83	16,58	0,97	

Tabla 20. El menor de los resultados es  $\alpha$ .

$e_1$ ; Distancia del eje del agujero al borde de la chapa en la dirección de la fuerza que se transmite, de 808 mm.

$p_1$ ; Separación entre ejes de agujeros en la dirección de la fuerza que se transmite, de 808 mm.

$d_o$ ; Diámetro del agujero, de 16 mm.

### 3.5 CÁLCULO DE PORTICOS

Se ha empleado el Nuevo Metal 3D, que pertenece a uno entre muchos paquetes del Cype, para realizar el cálculo de estructuras de los pórticos.

Una vez consiguiendo dimensionar la nave adecuadamente llegando a cumplir la normativa a través de Cype, se realizará a continuación los correspondientes cálculos analíticamente que demuestren que cumple el CTE todos los perfiles seleccionados.

### **3.5.1 CARACTERÍSTICAS DE PERFILES SELECCIONADOS**

Los perfiles seleccionados son variados, con el fin de obtener un dimensionamiento simétrico, óptimo y resistente a las cargas expuestas, así pues, analizaremos cada tipo de perfil utilizados en el presente proyecto, cuyo caso más desfavorable es el de mayor importancia.

En la siguiente figura 19 se diferencia distintos grupos de pórticos con configuración de dintel y pilares diferentes.

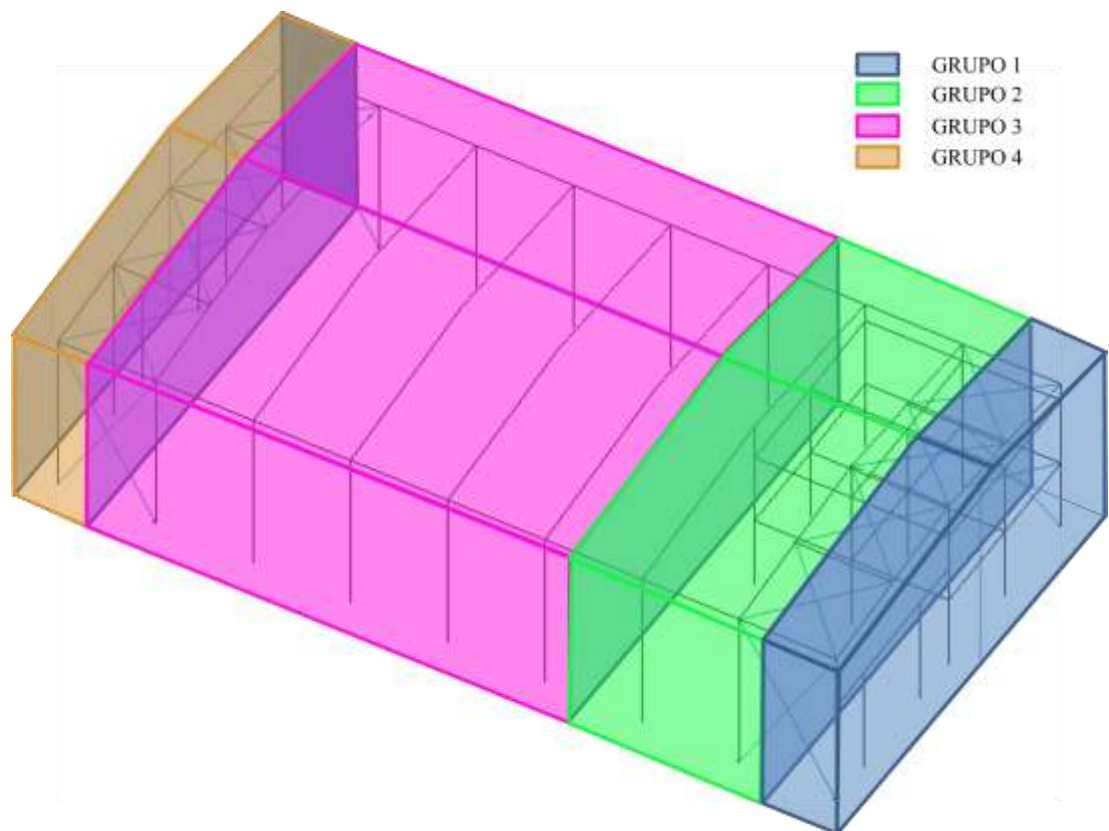


Figura 19. Grupo de pórticos

Después de varias combinaciones de perfiles con el Cype, se ha optado por las siguientes configuraciones, agrupador en grupos:

Grupo	Nº Pórticos	Dintel	Pilar
1	1	IPE-220	HEB-300
2	2	IPE-300	HEB-300
3	5	IPE-330	HEB-240
4	1	IPE-200	HEB-160

Tabla 21. Grupo de pórticos

IPE	Dimensiones mm							Términos de la sección							Agujeros mm			p			
	Perf.	H	b	e	e <sub>1</sub>	r	h <sub>1</sub>	u	A	S <sub>x</sub>	I <sub>x</sub>	W <sub>x</sub>	i <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>y</sub>	i <sub>y</sub>	I <sub>t</sub>		I <sub>a</sub>	W	a
									cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>			



200	200	100	5,6	8,5	12	159	788	28,5	110	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	6,670	12990	52	13	5,6	22,4
220	220	110	5,9	9,2	12	178	848	33,4	143	2770	252	9,11	205	37,3	2,48	9,150	22670	58	17	5,9	26,2
300	300	150	7,1	10,7	15	249	1160	53,8	314	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	20,10	125900	80	23	7,1	42,2
330	330	160	7,5	11,5	18	271	1250	62,6	402	11770	713	13,7	788	98,5	3,55	26,50	199100	85	25	7,5	49,1

Tabla 22. Perfiles IPE seleccionados

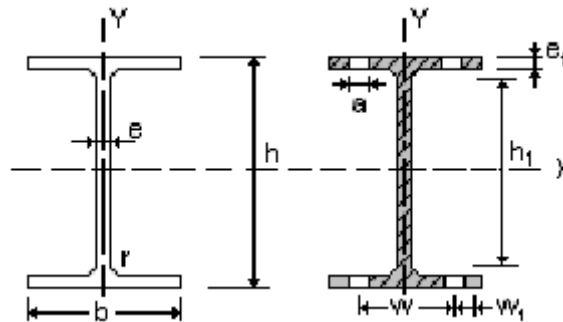


Figura 20. Perfil IPE

A; Área de la de la sección

$S_x$ ; Momento estático de media sección, respecto a X.

$I_x$ ; Momento de inercia de la sección, respecto a X.

$W_x = 2I_x / h$ . Módulo resistente de la sección, respecto a X.

$i_x = (I_x/A)^{1/2}$ . Radio de giro de la sección, respecto a X.

$I_y$ ; Momento de inercia de la sección, respecto a Y.

$W_y = 2I_y/b$ . Módulo resistente de la sección, respecto a Y.

$i_y = (I_y/A)^{1/2}$ . Radio de giro de la sección, respecto a Y

$I_t$ ; Módulo de torsión de la sección.

$I_a$ ; Módulo de alabeo de la sección.

$u$ ; Perímetro de la sección.

$a$ ; Diámetro del agujero del roblón normal.

$w$ ; Gramil, distancia entre ejes de agujeros.

$h_1$ ; Altura de la parte plana del alma.

$P$ ; Peso por metros.

HEB	Dimensiones mm	Términos de la sección	Agujeros mm	p
-----	-------------------	------------------------	----------------	---

Perf.	h	b	e	e <sub>1</sub>	r	h <sub>1</sub>	u	A cm <sup>2</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>t</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>a</sub> cm <sup>6</sup>	w	w <sub>1</sub>	a	
160	160	160	8,0	13	15	104	918	54,3	177	2492	311	6,78	889	111	4,05	33,2	47940	85	-	23	42,6
240	240	240	10,0	17	21	164	1380	106,0	527	11259	938	10,3	3923	327	6,08	110	486900	90	35	25	83,2
300	300	300	11,0	19	27	208	1730	149,1	934	25166	1680	13,0	8563	571	7,58	192	1688000	120	50	25	117

Tabla 23. Perfiles HEB seleccionados

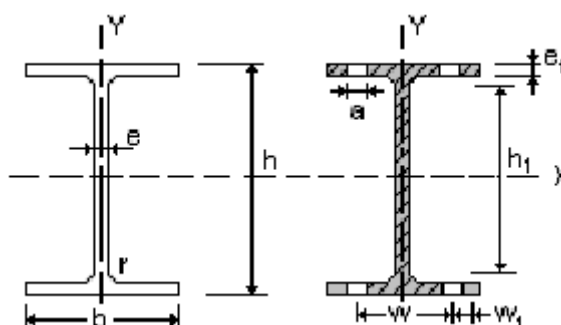


Figura 21. Perfil HEB

A; Área de la de la sección

S<sub>x</sub>; Momento estático de media sección, respecto a X.

I<sub>x</sub>; Momento de inercia de la sección, respecto a X.

W<sub>x</sub> = 2I<sub>x</sub>/h. Módulo resistente de la sección, respecto a X.

i<sub>x</sub> = (I<sub>x</sub>/A)<sup>1/2</sup>. Radio de giro de la sección, respecto a X.

I<sub>y</sub>; Momento de inercia de la sección, respecto a Y.

W<sub>y</sub> = 2I<sub>y</sub>/b. Módulo resistente de la sección, respecto a Y.

i<sub>y</sub> = (I<sub>y</sub>/A)<sup>1/2</sup>. Radio de giro de la sección, respecto a Y

I<sub>t</sub>; Módulo de torsión de la sección.

I<sub>a</sub>; Módulo de alabeo de la sección.

u; Perímetro de la sección.

a; Diámetro del agujero del roblón normal.

w; Gramil, distancia entre ejes de agujeros.

h<sub>1</sub>; Altura de la parte plana del alma.

P; Peso por metros.

### 3.5.2 TIPOS DE CARGAS

- Carga permanente en cubierta “ $q_c$ ”

- Peso asociado al cerramiento y fijaciones en cubierta:  $12,80 \text{ kg/m}^2$ .

- Peso propio asociado a las correas:  $\frac{P \cdot L \cdot n}{S} = 4,57 \text{ kg m}^2$

P; Peso de correa:  $7,66 \text{ kg/m}$

L; Longitud de la correa:  $40 \text{ m}$

n; N° de correas:  $12$

S; Superficie de cubierta:  $2 \cdot 40 \cdot \frac{1}{\sin 5,71} = 804 \text{ m}^2$

TOTAL:  $q_c = 17,37 \text{ kg m}^2$

- Sobrecarga de uso en cubierta “ $q_{c,s}$ ”

Aplicando el apartado 3.1.1 del CTE-DB-SE-AE, nos correspondería aplicar una carga determinada asociada a cubiertas ligeras sobre correas accesibles únicamente para su conservación.

$$q_{c,s} = 0,4 \text{ kN m}^2 = 40 \text{ kg m}^2$$

- Carga permanente en oficina “ $q_{of}$ ”

El forjado de entreplanta será sobre chapa colaborante, para forjado mixto con armaduras.

- Chapa de Acero galvanizado de  $2 \text{ mm}$ :  $16 \text{ kg/m}^2$

- Hormigón armado de  $15 \text{ cm}$  espesor:  $345 \text{ kg/m}^2$

- Solado:  $120 \text{ kg/m}^2$

TOTAL:  $q_{of} = 481 \text{ kg m}^2$

- Sobrecarga de uso en oficina “ $q_{of,s}$ ”

Aplicando el apartado 3.1.1 del CTE-DB-SE-AE, nos correspondería aplicar una carga determinada asociada a una zona de acceso público con mesas, sillas y algún asiento fijo

$$q_{of,s} = 3,5 \text{ kN m}^2 = 350 \text{ kg m}^2$$

- Carga por viento “ $q_v$ ”

Cargas asociadas al viento debido a nuestra situación eólica, que según el apartado 3.3 del CTE-DB-SE-AE corresponde una zona de categoría C.

Esta carga actúa sobre los pilares de los pórticos y el programa de cálculo de estructura nos determina su valor.

- Carga por nieve “ $q_n$ ”

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre una cubierta, depende del clima del lugar, que según la figura E.2 del anexo E en el CTE-DB-SE-AE, nos corresponde una zona 6.

Esta carga de nieve sobre cubierta la consideraremos como una carga uniformemente distribuido sobre toda la superficie en cubierta como indica el apartado 3.5.1 del CTE-DB-SE-AE.

$$q_n = 0,2 \text{ kN m}^2 = 20 \text{ kg m}^2$$

- Carga por sismos “ $q_s$ ”

Las acciones sísmicas están reguladas en la NCSE, Norma de construcción sismorresistente, que para este proyecto no se considerarán cargas sísmicas, visto que en el anexo 1 del NCSE Algeciras es una zona sísmica de muy baja intensidad.

### 3.5.3 COMPROBACIONES DE LOS PERFILES

Según el Cype, los perfiles seleccionados, para unas cargas definidas, cumple con la norma del CTE.

A continuación comprobaremos con el uso del CTE que verdaderamente cumple con todas las condiciones de la norma.

#### 3.5.3.1 COMPROBACIÓN DE DINTELES

Para las comprobaciones de los dinteles cogemos como datos los valores máximos que nos facilita NUEVO METAL 3D del Cype.

##### 3.5.3.1.1 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 1

Los dinteles del grupo 1 está formado por perfiles normalizados IPE-220, cuyos valores máximos sobre el dintel son:

$$M_f = 8,30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 4,219 \text{ kN}$$

$$N = 3,503 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

### 3.5.3.1.1.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{3503 \text{ N}}{3340 \text{ mm}^2} + \frac{8300000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{252000 \text{ mm}^3} = 33,98 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \frac{4219 \text{ N} \cdot 143000 \text{ mm}^3}{5,9 \text{ mm} \cdot 27700000 \text{ mm}^4} = 3,69 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{33,98^2 + 3 \cdot 3,69^2} = 34,57 \text{ N mm}^2$$

$$34,57 \text{ N mm}^2 < f_{yd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

- A; Área de la sección, de 33,4 cm<sup>2</sup>.
- W; Módulo resistente, de 252 cm<sup>3</sup>.
- m<sub>s</sub>; Momento estático, de 143 cm<sup>3</sup>.
- I; Momento de inercia, de 2770 cm<sup>4</sup>.
- b; Espesor del alma, de 5,9 mm.

### 3.5.3.1.1.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a L/300.

$$\frac{L}{300} = \frac{10050}{300} = 33,5 \text{ mm}$$

$$7,103 \text{ mm} < L/300 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$$L; \text{ Longitud del dintel.} \quad L = \frac{1}{\sin 5,71} = 10050 \text{ mm}$$

### 3.5.3.1.1.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

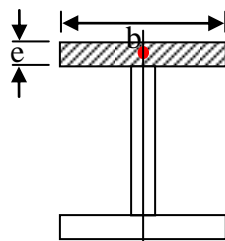
$$40 \frac{\frac{e \cdot b^3}{12}}{e \cdot b} = 40 \frac{\frac{9,2 \cdot 110^3}{12}}{9,2 \cdot 110} = 1270 \text{ mm}$$

1.800 mm < 1.270 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 1,8 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 9,2 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 110 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 252000 mm<sup>3</sup>.



$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$	
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21	<b>Resultado</b>
	$h/b > 2$	b	0,34	

Tabla 24. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 220 mm.

b; Anchura del perfil, de 110 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTw}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTw} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTw} = 252000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{1800^2} 1,32 \cdot 24,8^2 = 130873544 \text{ N} \cdot \text{mm} \sim 131 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 252000 mm<sup>3</sup>.

$E$ ; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 24,8 mm.

$L_c$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 1.800 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

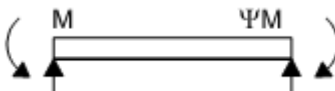

Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1,32

Tabla 25. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = \sqrt{0 + 131^2} = 131 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} = \frac{\sqrt{252000 \cdot 275}}{131} = 0,7$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 0,8$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,84$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 252000 \cdot \frac{275}{1,05} = 55.440.000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 8.300.000 N · mm.

### 3.5.3.1.1.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{178}{5,9} < 70 \cdot 0,92$$

$$30,2 < 64,4 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 178 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 5,9 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.5.3.1.2 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 2

Los dinteles del grupo 2 está formado por perfiles normalizados IPE-300, cuyos valores máximos sobre el dintel son:

$$M_f = 13,03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 7,511 \text{ kN}$$

$$N = 3,561 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

#### 3.5.3.1.2.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{3561 \text{ N}}{5330 \text{ mm}^2} + \frac{13030000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{557000 \text{ mm}^3} = 24,06 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \frac{7511 \text{ N} \cdot 314000 \text{ mm}^3}{7,1 \text{ mm} \cdot 83600000 \text{ mm}^4} = 3,97 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{24,06^2 + 3 \cdot 3,97^2} = 25,02 \text{ N mm}^2$$

$$25,02 \text{ N mm}^2 < f_{yd} \dots \dots \dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

- A; Área de la sección, de 53,3 cm<sup>2</sup>.
- W; Módulo resistente, de 557 cm<sup>3</sup>.
- m<sub>s</sub>; Momento estático, de 314 cm<sup>3</sup>.
- I; Momento de inercia, de 8360 cm<sup>4</sup>.
- b; Espesor del alma, de 7,1 mm.

### 3.5.3.1.2.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a L/300.

$$\frac{L}{300} = \frac{10050}{300} = 33,5 \text{ mm}$$

$$5,027 \text{ mm} < L/300 \dots \dots \dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

$$L; \text{ Longitud del dintel.} \quad L = \frac{1}{\sin 5,71} = 10050 \text{ mm}$$

### 3.5.3.1.2.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

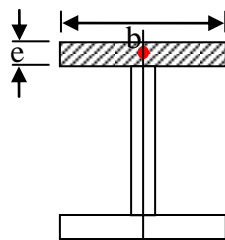
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{12} = 40 \frac{\overline{10,7 \cdot 150^3}}{12} = 1732 \text{ mm}$$

1.800 mm < 1.732 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 1,8 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 10,7 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 150 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 557000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \left( \lambda_{LT} - 0,2 \right) + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en **la tabla de este documento**.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 26. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 300 mm.

b; Anchura del perfil, de 150 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 557000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{1800^2} 1,14 \cdot 33,5^2 = 455851817 \text{ N} \cdot \text{mm} \sim 456 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 557000 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 33,5 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 1.800 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.





Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1,14

Tabla 27. Valor de  $C_1$ 

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = \sqrt{0 + 456^2} = 456 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{557000 \cdot 275}{M_{CR}} = 0,58$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 0,71$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,89$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 557000 \cdot \frac{275}{1,05} = 129.834.047 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 13.030.000 N · mm.

### 3.5.3.1.2.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{249}{7,1} < 70 \cdot 0,92$$

$$35,1 < 64,4 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 249 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 7,1 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.5.3.1.3 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 3

Los dinteles del grupo 3 está formado por perfiles normalizados IPE-330, cuyos valores máximos sobre el dintel son:

$$M_f = 33,77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 12,370 \text{ kN}$$

$$N = 7,187 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

#### 3.5.3.1.3.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{7187 \text{ N}}{6260 \text{ mm}^2} + \frac{33770000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{713000 \text{ mm}^3} = 48,51 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \frac{12370 \text{ N} \cdot 402000 \text{ mm}^3}{7,5 \text{ mm} \cdot 117700000 \text{ mm}^4} = 5,63 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{48,51^2 + 3 \cdot 5,63^2} = 49,48 \text{ N mm}^2$$

$49,48 \text{ N mm}^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

A; Área de la sección, de  $62,6 \text{ cm}^2$ .

$W$ ; Módulo resistente, de  $713 \text{ cm}^3$ .  
 $m_s$ ; Momento estático, de  $402 \text{ cm}^3$ .  
 $I$ ; Momento de inercia, de  $11770 \text{ cm}^4$ .  
 $b$ ; Espesor del alma, de  $7,5 \text{ mm}$ .

### 3.5.3.1.3.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{10050}{300} = 33,5 \text{ mm}$$

$5,826 \text{ mm} < L/300$ ..... CUMPLE

Siendo:

$$L; \text{ Longitud del dintel.} \quad L = \frac{1}{\sin 5,71} = 10050 \text{ mm}$$

### 3.5.3.1.3.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{i_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de  $1,8$  metros entre ellas.

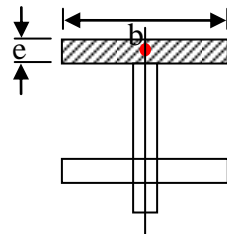
$$40 \frac{\frac{e \cdot b^3}{12}}{e \cdot b} = 40 \frac{\frac{11,5 \cdot 160^3}{12}}{11,5 \cdot 160} = 1847 \text{ mm}$$

1.800 mm < 1.847 mm.....CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 1,8 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 11,5 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 160 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

### 3.5.3.1.3.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} \quad (5.14)$$

$$\frac{271}{7,5} < 70 \cdot 0,92$$

36,1 < 64,4.....CUMPLE

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 271 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 7,5 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

#### 3.5.3.1.4 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 4

Los dinteles del grupo 4 está formado por perfiles normalizados IPE-200, cuyos valores máximos sobre el dintel son:

$$M_f = 4,79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 3,153 \text{ kN}$$

$$N = 0,877 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

##### 3.5.3.1.4.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{877 \text{ N}}{2850 \text{ mm}^2} + \frac{4790000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{194000 \text{ mm}^3} = 25,00 \text{ N } mm^2$$

$$\tau = \frac{3153 \text{ N} \cdot 110000 \text{ mm}^3}{5,6 \text{ mm} \cdot 19400000 \text{ mm}^4} = 3,19 \text{ N } mm^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{25,00^2 + 3 \cdot 3,19^2} = 25,60 \text{ N } mm^2$$

$25,60 \text{ N } mm^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

- A; Área de la sección, de  $28,5 \text{ cm}^2$ .
- W; Módulo resistente, de  $194 \text{ cm}^3$ .
- $m_s$ ; Momento estático, de  $110 \text{ cm}^3$ .
- I; Momento de inercia, de  $1940 \text{ cm}^4$ .
- b; Espesor del alma, de  $5,6 \text{ mm}$ .

### 3.5.3.1.4.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{10050}{300} = 33,5 \text{ mm}$$

2,939 mm <  $L/300$ ..... CUMPLE

Siendo:

$$L; \text{ Longitud del dintel. } L = \frac{1}{\sin 5,71} = 10050 \text{ mm}$$

### 3.5.3.1.4.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \cdot \frac{\overline{i_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

$$40 \cdot \frac{\overline{e \cdot b^3}}{\overline{e \cdot b}} = 40 \cdot \frac{\overline{8,5 \cdot 100^3}}{\overline{8,5 \cdot 100}} = 1155 \text{ mm}$$

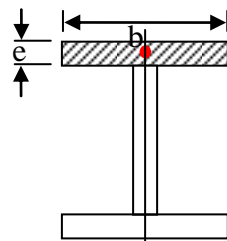
1.800 mm < 1.155 mm.....NO CUMPLE

Siendo:



D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 1,8 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 8,5 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 100 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 28500 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en **la tabla de este documento**.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 28. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 200 mm.

b; Anchura del perfil, de 100 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 28500 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{1800^2} 1,14 \cdot 22,4^2 = 10428450 \text{ N} \cdot \text{mm} \sim 10,43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 28500 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 22,4 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 1.800 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.



Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1,14

Tabla 29. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \overline{0 + 10,43^2} = 10,43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} = \frac{28500 \cdot 275}{M_{CR}} = 0,86$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \sqrt{1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2} + \lambda_{LT}^2 = 0,94$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,76$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 28500 \cdot \frac{275}{1,05} = 5.672.857 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 4.790.000 N · mm.

### 3.5.3.1.4.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{159}{5,6} < 70 \cdot 0,92$$

$$28,4 < 64,4 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 159 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 5,6 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.5.3.2 COMPROBACIÓN DE PILARES

Para las comprobaciones de los pilares cogemos como datos los valores máximos que nos facilita NUEVO METAL 3D del Cype.

#### 3.5.3.2.1 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 1

Los pilares del grupo 1 está formado por perfiles normalizados HEB-300, cuyos valores máximos sobre el pilar más desfavorable son:

$$\begin{aligned}M_{fy} &= 8,11 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 12,09 \text{ kN} \cdot \text{m} \\V_y &= 4,494 \text{ kN} & V_z &= 3,056 \text{ kN} \\N &= 58,012 \text{ kN}\end{aligned}$$

Siendo:

$M_{fy}$ ; Momento flector máximo en el eje y.

$M_{fz}$ ; Momento flector máximo en el eje z.

$V_y$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje y de la sección del perfil.

$V_z$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje z de la sección del perfil.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

### 3.5.3.2.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{fy}}{W_y} + \frac{M_{fz}}{W_z} \quad (6.1)$$

$$\tau_y = \frac{V_y \cdot m_{sz}}{c \cdot I_z} \quad (6.2)$$

$$\tau_z = \frac{V_z \cdot m_{sy}}{b \cdot I_y} \quad (6.3)$$

$$\tau = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} \quad (6.4)$$

$$\sigma = \frac{58012 \text{ N}}{14910 \text{ mm}^2} + \frac{8110000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{1680000 \text{ mm}^3} + \frac{12090000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{571000 \text{ mm}^3} = 29,89 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_y = \frac{4494 \text{ N} \cdot 431000 \text{ mm}^3}{300 \text{ mm} \cdot 85630000 \text{ mm}^4} = 0,07 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_z = \frac{3056 \text{ N} \cdot 934000 \text{ mm}^3}{11 \text{ mm} \cdot 251660000 \text{ mm}^4} = 1,03 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \sqrt{0,07^2 + 1,03^2} = 1,03 \text{ N mm}^2$$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{29,89^2 + 3 \cdot 1,03^2} = 29,94 \text{ N mm}^2$$

$$29,94 \text{ N mm}^2 < f_{yd} \dots \dots \dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

A; Área de la sección, de 149,1 cm<sup>2</sup>.

W<sub>y</sub>; Módulo resistente en el eje y, de 1680 cm<sup>3</sup>.

W<sub>z</sub>; Módulo resistente en el eje z, de 571 cm<sup>3</sup>.

m<sub>sy</sub>; Momento estático, de 934 cm<sup>3</sup>.

m<sub>sz</sub>; Momento estático, de 431 cm<sup>3</sup>.

I<sub>y</sub>; Momento de inercia, de 25166 cm<sup>4</sup>.

I<sub>z</sub>; Momento de inercia, de 8563 cm<sup>4</sup>.

b; Espesor del alma, de 11 mm.

c; Altura del perfil, de 300 mm.

### 3.5.3.2.1.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{9000}{300} = 30 \text{ mm}$$

0,245 mm <  $L/300$ ..... CUMPLE

Siendo:

$L$ ; Longitud del pilar, de 9000 mm.

### 3.5.3.2.1.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el punto 3 del apartado 6.3.2 sobre el CTE-DB-SE-A, la capacidad de pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, se obtiene de la expresión 6.5.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad (6.5)$$

Siendo:

$N_{b,Rd}$ ; Resistencia última de la barra a pandeo.

$A$ ; Área de la sección transversal, de  $149,1 \text{ cm}^2$ .

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo, de  $261,90 \text{ N/mm}^2$ .

$\chi$ ; Coeficiente de reducción por pandeo. Su valor depende de

- La esbeltez reducida “ $\lambda$ ”
- La curva de pandeo apropiada al caso.

- a) La esbeltez reducida “ $\lambda$ ” que se obtiene según el apartado 6.3.2.1. del CTE-DB-SE-A con la expresión 6.6.

$$\lambda = \frac{\overline{A \cdot f_y}}{N_{cr}} \quad (6.6)$$

Donde

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{L_K^2} \cdot E \cdot I \quad (6.7)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{0,5 \cdot 9000^2} \cdot 210000 \cdot 85630000 = 8764355 \text{ N}$$

$$\lambda = \frac{14910 \cdot 275}{8764355} = 0,68$$

Siendo:

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

I; Momento de inercia del área de la sección para flexión en el plano considerado, de 8563 cm<sup>4</sup>

L<sub>K</sub>; Longitud de pandeo de la pieza. Según el CTE, su valor se obtiene de la tabla 6.1 de CTE-DB-SE-A en función de la longitud de la pieza. En nuestro caso, trata de un pilar biempotrado, así pues, tenemos la expresión 6.8. para “L” igual a 9.000 mm.

$$L_K = 0,5L \quad (6.8)$$

- b) La curva de pandeo para perfiles de sección constante se obtiene de la tabla 6.2 del CTE-DB-SE-A.

Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo		y	z	y	z
Perfiles laminados	h/b > 1,2	t ≤ 40 mm	a	b	a <sub>0</sub>	b <sub>0</sub>
	40 mm < t ≤ 100 mm		b	c	a	a



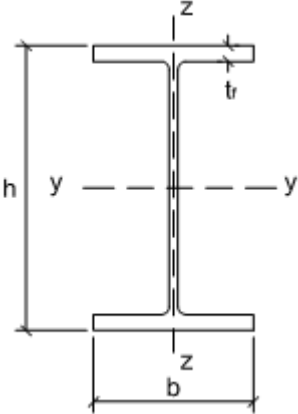
	$h/b \leq 1,2$ $t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Tabla 30. Curvas de pandeo

En nuestro caso, para perfil HEB-300:

**RESULTADO: Curva b**

$$h=300$$

$$b=300$$

$$t=19$$

Conociendo la esbeltez reducida y la curva de pandeo, utilizamos la tabla 6.3 del CTE-DB-SE-A para interpolar y obtener el Coeficiente de pandeo “ $\chi$ ”.

Esbeltez reducida	$a_0$	a	b	c	d	
Coeficiente de imperfección ( $\alpha$ )	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76	
0,60	0,93	0,89	0,84	0,79	0,71	
0,68			$\chi = 0,792$			<b>RESULTADO</b>
0,70	0,90	0,85	0,78	0,72	0,64	

$$\frac{0,60 - 0,70}{0,84 - 0,78} = \frac{0,68 - 0,70}{\chi - 0,78}$$

Resumen:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,792 \cdot 14910 \cdot 261,90 = 3092.704 \text{ N}$$

$N < N_{b,Rd}$  ..... CUMPLE

Siendo:

N; La fuerza axil que existe en el perfil, de 58.012 N.

### 3.5.3.2.2 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 2

Los pilares del grupo 2 está formado por perfiles normalizados HEB-300, cuyos valores máximos sobre el pilar más desfavorable son:

$$\begin{aligned}M_{fy} &= 13,03 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 11,89 \text{ kN} \cdot \text{m} \\V_y &= 4,449 \text{ kN} & V_z &= 2,798 \text{ kN} \\N &= 84,320 \text{ kN}\end{aligned}$$

Siendo:

$M_{fy}$ ; Momento flector máximo en el eje y.

$M_{fz}$ ; Momento flector máximo en el eje z.

$V_y$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje y de la sección del perfil.

$V_z$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje z de la sección del perfil.

N; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

#### 3.5.3.2.2.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{fy}}{W_y} + \frac{M_{fz}}{W_z} \quad (6.1)$$

$$\tau_y = \frac{V_y \cdot m_{sz}}{c \cdot I_z} \quad (6.2)$$

$$\tau_z = \frac{V_z \cdot m_{sy}}{b \cdot I_y} \quad (6.3)$$

$$\tau = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} \quad (6.4)$$

$$\sigma = \frac{84320 \text{ N}}{14910 \text{ mm}^2} + \frac{13030000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{1680000 \text{ mm}^3} + \frac{11890000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{571000 \text{ mm}^3} = 34,23 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_y = \frac{4449 \text{ N} \cdot 431000 \text{ mm}^3}{300 \text{ mm} \cdot 85630000 \text{ mm}^4} = 0,07 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_z = \frac{2798 \text{ N} \cdot 934000 \text{ mm}^3}{11 \text{ mm} \cdot 251660000 \text{ mm}^4} = 0,94 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \sqrt{0,07^2 + 0,94^2} = 0,94 \text{ N mm}^2$$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{34,23^2 + 3 \cdot 0,94^2} = 34,27 \text{ N mm}^2$$

$34,27 \text{ N mm}^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

A; Área de la sección, de  $149,1 \text{ cm}^2$ .

$W_y$ ; Módulo resistente en el eje y, de  $1680 \text{ cm}^3$ .

$W_z$ ; Módulo resistente en el eje z, de  $571 \text{ cm}^3$ .

- $m_{sy}$ ; Momento estático, de 934 cm<sup>3</sup>.  
 $m_{sz}$ ; Momento estático, de 431 cm<sup>3</sup>.  
 $I_y$ ; Momento de inercia, de 25166 cm<sup>4</sup>.  
 $I_z$ ; Momento de inercia, de 8563 cm<sup>4</sup>.  
 $b$ ; Espesor del alma, de 11 mm.  
 $c$ ; Altura del perfil, de 300 mm.

### 3.5.3.2.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{9000}{300} = 30 \text{ mm}$$

0,717 mm <  $L/300$ ..... CUMPLE

Siendo:

$L$ ; Longitud del pilar, de 9000 mm.

### 3.5.3.2.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el punto 3 del apartado 6.3.2 sobre el CTE-DB-SE-A, la capacidad de pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, se obtiene de la expresión 6.5.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad (6.5)$$

Siendo:

$N_{b,Rd}$ ; Resistencia última de la barra a pandeo.

$A$ ; Área de la sección transversal, de 149,1 cm<sup>2</sup>.  
 $f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo, de 261,90 N/mm<sup>2</sup>.

$\chi$ ; Coeficiente de reducción por pandeo. Su valor depende de

- a) La esbeltez reducida “  $\lambda$  ”
  - b) La curva de pandeo apropiada al caso.
- a) La esbeltez reducida “  $\lambda$  ” que se obtiene según el apartado 6.3.2.1. del CTE-DB-SE-A con la expresión 6.6.

$$\lambda = \frac{\overline{A \cdot f_y}}{N_{cr}} \quad (6.6)$$

Donde

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{L_K^2} \cdot E \cdot I \quad (6.7)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{0,5 \cdot 9000^2} \cdot 210000 \cdot 85630000 = 8764355 \text{ N}$$

$$\lambda = \frac{14910 \cdot 275}{8764355} = 0,68$$

Siendo:

$E$ ; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$I$ ; Momento de inercia del área de la sección para flexión en el plano considerado, de 8563 cm<sup>4</sup>

$L_K$ ; Longitud de pandeo de la pieza. Según el CTE, su valor se obtiene de la tabla 6.1 de CTE-DB-SE-A en función de la longitud de la pieza. En nuestro caso, trata de un pilar biempotrado, así pues, tenemos la expresión 6.8. para “  $L$  ” igual a 9.000 mm.

$$L_K = 0,5L \quad (6.8)$$

- b) La curva de pandeo para perfiles de sección constante se obtiene de la tabla 6.2 del CTE-DB-SE-A.

Tipo de sección	Tipo de acero	S235 a S355	S450
-----------------	---------------	-------------	------

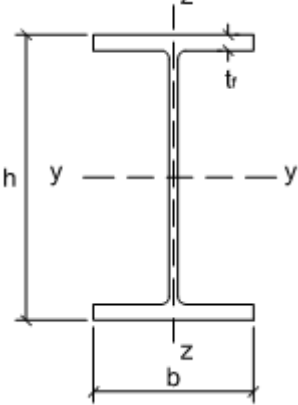
		Eje de pandeo		y	z	y	z
		$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	$a_0$	$b_0$
			$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
			$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Tabla 31. Curvas de pandeo

En nuestro caso, para perfil HEB-300:

**RESULTADO: Curva b**

$$h=300$$

$$b=300$$

$$t=19$$

Conociendo la esbeltez reducida y la curva de pandeo, utilizamos la tabla 6.3 del CTE-DB-SE-A para interpolar y obtener el Coeficiente de pandeo “ $\chi$ ”.

Esbeltez reducida	$a_0$	a	b	c	d	
Coeficiente de imperfección ( $\alpha$ )	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76	
0,60	0,93	0,89	0,84	0,79	0,71	
0,68			$\chi = 0,792$			<b>RESULTADO</b>
0,70	0,90	0,85	0,78	0,72	0,64	

$$\frac{0,60 - 0,70}{0,84 - 0,78} = \frac{0,68 - 0,70}{\chi - 0,78}$$

Resumen:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,792 \cdot 14910 \cdot 261,90 = 3092.704 \text{ N}$$

$$N < N_{b,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

N; La fuerza axil que existe en el perfil, de 84.320 N.

### 3.5.3.2.3 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 3

Los pilares del grupo 3 está formado por perfiles normalizados HEB-240, cuyos valores máximos sobre el pilar más desfavorable son:

$$\begin{aligned} M_{fy} &= 34,46 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_y &= 0 \text{ kN} & V_z &= 6,041 \text{ kN} \\ N &= 20,664 \text{ kN} \end{aligned}$$

Siendo:

$M_{fy}$ ; Momento flector máximo en el eje y.

$M_{fz}$ ; Momento flector máximo en el eje z.

$V_y$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje y de la sección del perfil.

$V_z$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje z de la sección del perfil.

N; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

#### 3.5.3.2.3.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{fy}}{W_y} + \frac{M_{fz}}{W_z} \quad (6.1)$$

$$\tau_y = \frac{V_y \cdot m_{sz}}{c \cdot I_z} \quad (6.2)$$

$$\tau_z = \frac{V_z \cdot m_{sy}}{b \cdot I_y} \quad (6.3)$$

$$\tau = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} \quad (6.4)$$

$$\sigma = \frac{20664 \text{ N}}{10600 \text{ mm}^2} + \frac{34460000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{938000 \text{ mm}^3} + \frac{0 \text{ N} \cdot \text{mm}}{327000 \text{ mm}^3} = 38,69 \text{ N } mm^2$$

$$\tau_y = \frac{0 \cdot m_{sz}}{c \cdot I_z} = 0 \text{ N}$$

$$\tau_z = \frac{6041 \text{ N} \cdot 527000 \text{ mm}^3}{10 \text{ mm} \cdot 112590000 \text{ mm}^4} = 2,83 \text{ N } mm^2$$

$$\tau = \sqrt{0^2 + 2,83^2} = 2,83 \text{ N } mm^2$$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{38,69^2 + 3 \cdot 2,83^2} = 39,00 \text{ N } mm^2$$

$39,00 \text{ N } mm^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE



Siendo:

$A$ ; Área de la sección, de  $106 \text{ cm}^2$ .

$W_y$ ; Módulo resistente en el eje  $y$ , de  $938 \text{ cm}^3$ .

$W_z$ ; Módulo resistente en el eje  $z$ , de  $327 \text{ cm}^3$ .

$m_{sy}$ ; Momento estático, de  $527 \text{ cm}^3$ .

$m_{sz}$ ; Momento estático.

$I_y$ ; Momento de inercia, de  $11259 \text{ cm}^4$ .

$I_z$ ; Momento de inercia, de  $3923 \text{ cm}^4$ .

$b$ ; Espesor del alma, de  $10 \text{ mm}$ .

$c$ ; Altura del perfil, de  $240 \text{ mm}$ .

### 3.5.3.2.3.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{9000}{300} = 30 \text{ mm}$$

$4,005 \text{ mm} < L/300$ ..... CUMPLE

Siendo:

$L$ ; Longitud del pilar, de  $9000 \text{ mm}$ .

### 3.5.3.2.3.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el punto 3 del apartado 6.3.2 sobre el CTE-DB-SE-A, la capacidad de pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, se obtiene de la expresión 6.5.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad (6.5)$$

Siendo:

$N_{b,Rd}$ ; Resistencia última de la barra a pandeo.

$A$ ; Área de la sección transversal, de 106 cm<sup>2</sup>.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo, de 261,90 N/mm<sup>2</sup>.

$\chi$ ; Coeficiente de reducción por pandeo. Su valor depende de

- a) La esbeltez reducida “ $\lambda$ ”
- b) La curva de pandeo apropiada al caso.

- a) La esbeltez reducida “ $\lambda$ ” que se obtiene según el apartado 6.3.2.1. del CTE-DB-SE-A con la expresión 6.6.

$$\lambda = \frac{\overline{A \cdot f_y}}{N_{cr}} \quad (6.6)$$

Donde

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{L_K^2} \cdot E \cdot I \quad (6.7)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{0,5 \cdot 9000^2} \cdot 210000 \cdot 39230000 = 4015247 \text{ N}$$

$$\lambda = \frac{10600 \cdot 275}{4015247} = 0,85$$

Siendo:

$E$ ; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$I$ ; Momento de inercia del área de la sección para flexión en el plano considerado, de 3923 cm<sup>4</sup>

$L_K$ ; Longitud de pandeo de la pieza. Según el CTE, su valor se obtiene de la tabla 6.1 de CTE-DB-SE-A en función de la longitud de la pieza. En nuestro caso, trata de un pilar biempotrado, así pues, tenemos la expresión 6.8. para “ $L$ ” igual a 9.000 mm.

$$L_K = 0,5L \quad (6.8)$$

- b) La curva de pandeo para perfiles de sección constante se obtiene de la tabla 6.2 del CTE-DB-SE-A.

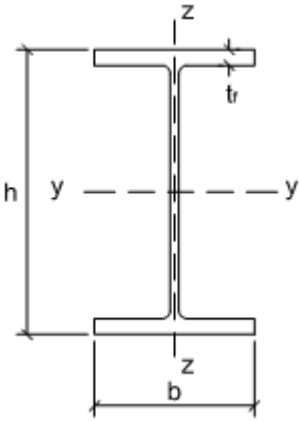
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo		y	z	y	z
Perfiles laminados 	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	$a_0$	$b_0$
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Tabla 32. Curvas de pandeo

En nuestro caso, para perfil HEB-240:

**RESULTADO: Curva b**

$$h=240$$

$$b=240$$

$$t=17$$

Conociendo la esbeltez reducida y la curva de pandeo, utilizamos la tabla 6.3 del CTE-DB-SE-A para interpolar y obtener el Coeficiente de pandeo “ $\chi$ ”.

Esbeltez reducida	$a_0$	a	b	c	d	
Coeficiente de imperfección ( $\alpha$ )	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76	
0,80	0,85	0,80	0,72	0,66	0,58	
0,85			$\chi = 0,69$			<b>RESULTADO</b>
0,90	0,80	0,73	0,66	0,60	0,52	

$$\frac{0,80 - 0,90}{0,72 - 0,66} = \frac{0,85 - 0,90}{\chi - 0,66}$$

Resumen:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,69 \cdot 10600 \cdot 261,90 = 1915.536 \text{ N}$$

$$N < N_{b,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

N; La fuerza axil que existe en el perfil, de 20.664 N.

### 3.5.3.2.4 PORTIGO PERTENECIENTE AL GRUPO 4

Los pilares del grupo 4 está formado por perfiles normalizados HEB-160, cuyos valores máximos sobre el pilar más desfavorable son:

$$M_{fy} = 0,29 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fz} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_y = 0 \text{ kN} \quad V_z = 0,06 \text{ kN}$$

$$N = 4,896 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_{fy}$ ; Momento flector máximo en el eje y.

$M_{fz}$ ; Momento flector máximo en el eje z.

$V_y$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje y de la sección del perfil.

$V_z$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje z de la sección del perfil.

N; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

#### 3.5.3.2.4.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{fy}}{W_y} + \frac{M_{fz}}{W_z} \quad (6.1)$$

$$\tau_y = \frac{V_y \cdot m_{sz}}{c \cdot I_z} \quad (6.2)$$

$$\tau_z = \frac{V_z \cdot m_{sy}}{b \cdot I_y} \quad (6.3)$$

$$\tau = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} \quad (6.4)$$

$$\sigma = \frac{4896 \text{ N}}{5430 \text{ mm}^2} + \frac{290000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{311000 \text{ mm}^3} + \frac{0 \text{ N} \cdot \text{mm}}{111000 \text{ mm}^3} = 1,83 \text{ N } mm^2$$

$$\tau_y = \frac{0 \cdot m_{sz}}{c \cdot I_z} = 0 \text{ N}$$

$$\tau_z = \frac{660 \text{ N} \cdot 177000 \text{ mm}^3}{8 \text{ mm} \cdot 24920000 \text{ mm}^4} = 0,58 \text{ N } mm^2$$

$$\tau = \sqrt{0^2 + 0,58^2} = 0,58 \text{ N } mm^2$$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{1,83^2 + 3 \cdot 0,58^2} = 2,08 \text{ N } mm^2$$

$2,08 N mm^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

$A$ ; Área de la sección, de  $54,3 cm^2$ .

$W_y$ ; Módulo resistente en el eje  $y$ , de  $311 cm^3$ .

$W_z$ ; Módulo resistente en el eje  $z$ , de  $111 cm^3$ .

$m_{sy}$ ; Momento estático, de  $177 cm^3$ .

$m_{sz}$ ; Momento estático.

$I_y$ ; Momento de inercia, de  $2492 cm^4$ .

$I_z$ ; Momento de inercia, de  $889 cm^4$ .

$b$ ; Espesor del alma, de  $8 mm$ .

$c$ ; Altura del perfil, de  $160 mm$

#### 3.5.3.2.4.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{9000}{300} = 30 mm$$

$0 mm < L/300$ ..... CUMPLE

Siendo:

$L$ ; Longitud del pilar, de  $9000 mm$ .

#### 3.5.3.2.4.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el punto 3 del apartado 6.3.2 sobre el CTE-DB-SE-A, la capacidad de pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, se obtiene de la expresión 6.5.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad (6.5)$$

Siendo:

$N_{b,Rd}$ ; Resistencia última de la barra a pandeo.

$A$ ; Área de la sección transversal, de  $54,3 \text{ cm}^2$ .

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo, de  $261,90 \text{ N/mm}^2$ .

$\chi$ ; Coeficiente de reducción por pandeo. Su valor depende de

- a) La esbeltez reducida “  $\lambda$  ”
- b) La curva de pandeo apropiada al caso.

- a) La esbeltez reducida “  $\lambda$  ” que se obtiene según el apartado 6.3.2.1. del CTE-DB-SE-A con la expresión 6.6.

$$\lambda = \frac{\sqrt{A \cdot f_y}}{N_{cr}} \quad (6.6)$$

Donde

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{L_K^2} \cdot E \cdot I \quad (6.7)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{0,5 \cdot 9000^2} \cdot 210000 \cdot 8890000 = 909904 \text{ N}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{5430 \cdot 275}}{909904} = 1,28$$

Siendo:

$E$ ; Módulo elástico del Acero 275, de  $210.000 \text{ N/mm}^2$ .

$I$ ; Momento de inercia del área de la sección para flexión en el plano considerado, de  $889 \text{ cm}^4$

$L_K$ ; Longitud de pandeo de la pieza. Según el CTE, su valor se obtiene de la tabla 6.1 de CTE-DB-SE-A en función de la longitud de la pieza. En nuestro caso, trata de un pilar biempotrado, así pues, tenemos la expresión 6.8. para “  $L$  ” igual a  $9.000 \text{ mm}$ .

$$L_K = 0,5L \quad (6.8)$$

- b) La curva de pandeo para perfiles de sección constante se obtiene de la tabla 6.2 del CTE-DB-SE-A.

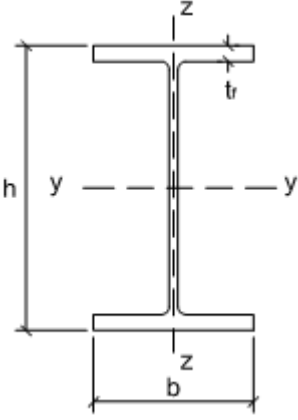
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo		y	z	y	z
	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	$a_0$	$b_0$
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Tabla 33. Curvas de pandeo

En nuestro caso, para perfil HEB-240:

**RESULTADO: Curva b**

$$h=160$$

$$b=160$$

$$t=8$$

Conociendo la esbeltez reducida y la curva de pandeo, utilizamos la tabla 6.3 del CTE-DB-SE-A para interpolar y obtener el Coeficiente de pandeo “ $\chi$ ”.

Esbeltez reducida	$a_0$	a	b	c	d	
Coeficiente de imperfección ( $\alpha$ )	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76	
1,20	0,57	0,53	0,48	0,43	0,38	
1,28			$\chi = 0,44$			<b>RESULTADO</b>
1,30	0,51	0,47	0,43	0,39	0,34	



$$\frac{1,20 - 1,30}{0,48 - 0,43} = \frac{1,28 - 1,30}{x - 0,43}$$

Resumen:

$$N_{b,Rd} = x \cdot A \cdot f_{yd} = 0,44 \cdot 5430 \cdot 261,90 = 625.731 \text{ N}$$

$N < N_{b,Rd}$  ..... CUMPLE

Siendo:

N; La fuerza axial que existe en el perfil, de 4.896 N

### 3.5.4 COMPROBACIÓN DE UNIONES EN LOS PORTICOS

El Cype descompone los esfuerzos del nudo y determina las tensiones en cada uno de los cordones de soldadura de la unión, obligando al Cype a cumplir la norma CTE.

En el caso de una unión empotrada se obtienen tres tipos de cordones distintos.

Los parámetros considerados para el cálculo son los momentos y esfuerzos aplicados en la unión.

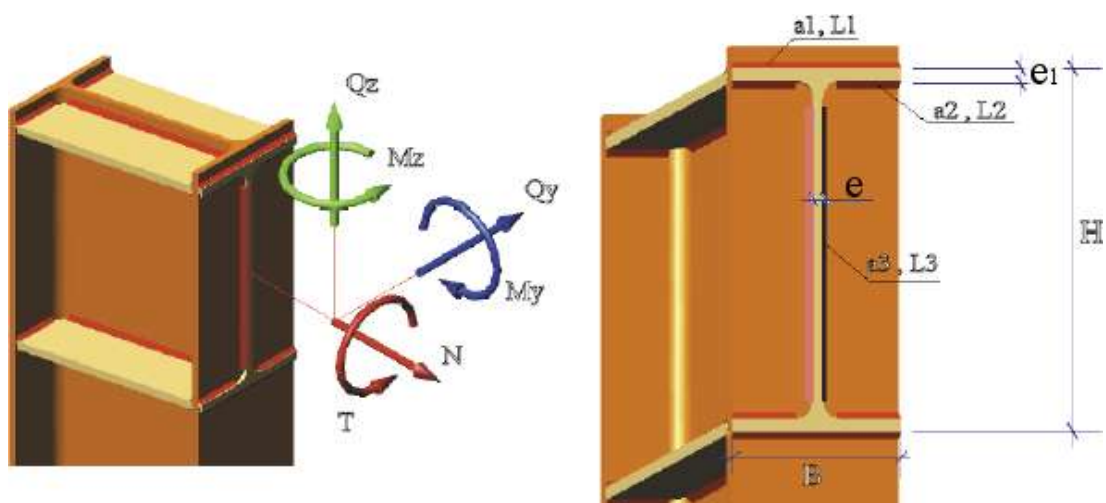


Figura 22. Partes de unión.

$a_i$ ; Garganta del cordón de soldadura  $i$ .

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura  $i$ .

$H$ ; Altura del perfil.

$B$ ; Ancho del perfil.

$E_1$ ; Espesor del ala del perfil.

$E$ ; Espesor del alma del perfil.

Según el apartado 8.2 del CTE-BD-SE-A, las uniones se comprobarán a resistencia.

Los esfuerzos transmitidos al cordón de soldadura por unidad de longitud se descomponen cada una en componentes de tensión normal y tangencial al plano de la garganta, suponiendo que la distribución de tensiones es uniforme a lo largo de él, como podemos observar en la figura 23.

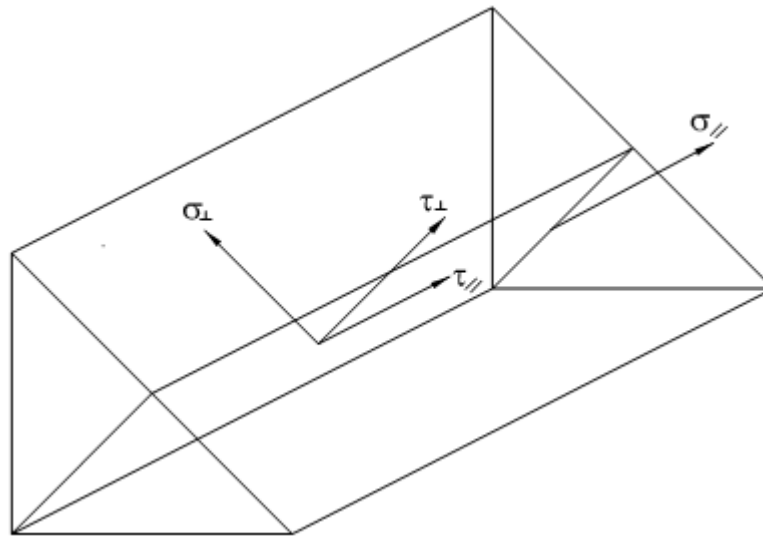


Figura 23. Tensiones en la sección de garganta

Según el punto 3 del apartado 8.6.2 del CTE DB SE-A, las soldaduras en ángulo serán suficientes si cumple la expresión 6.1. y 6.2.

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (6.1)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.2)$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{430 \text{ N mm}^2}{0,85 \cdot 1,25} = 404,7 \text{ N mm}^2 = 404,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{430 \text{ N mm}^2}{1,25} = 344 \text{ MPa}$$

Siendo:

$\sigma_{\perp}$ ; Tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

$\tau_{\perp}$ ; Tensión tangencial perpendicular al eje del cordón.

$\tau_{\parallel}$ ; Tensión tangencial paralela al cordón.

$f_u$ ; Resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión. Se obtiene según la tabla 8.1 del CTE-DB-SE-A. Su valor es de 430 N/mm<sup>2</sup>.

$\beta_w$ ; Coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1 del CTE-DB-SE-A, en función del tipo de acero. Su valor es 0,85.

$\gamma_{M2}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión, se obtiene del apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,25.

### 3.5.4.1 UNIONES AL GRUPO 1

Utilizaremos los valores tensionales que nos da el Cype para cada una de las soldaduras de la unión y comprobar que cumple la normativa del CTE.

#### 3.5.4.1.1 UNIÓN EN LAS ESQUINAS

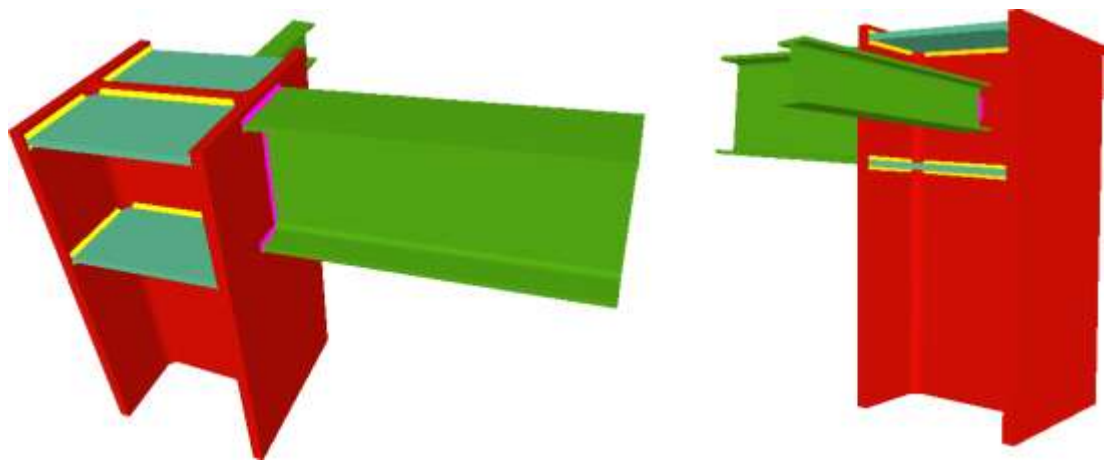


Figura 24. Unión esquina al grupo 1

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga al ala del pilar	109,6	99,2	0,0	172,14
Alma de la viga al ala del pilar	91,7	91,7	17,6	162,01

Ala inferior de la viga al ala del pilar	105,7	116,8	0,0	202,56
Rigidizador superior a las alas del pilar	35,7	39,4	0,0	68,50
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	28,3	49,02
Rigidizador inferior a las alas del pilar	39,3	43,4	0,0	75,43
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	28,3	49,02
Alma de la viga al alma del pilar	1,9	1,9	0,5	3,67

Tabla 34. Unión esquina al grupo 1

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

### 3.5.4.1.2 UNIÓN EN LA CUMBRERA



Figura 25. Unión en cumbreira al grupo 1

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Alma de la viga al lado del pilar	15,1	15,1	10,3	31,90
Alma de la viga al otro lado del pilar	16,0	16,0	10,2	33,11

Tabla 34. Unión en cumbreira al grupo 1

$$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

### 3.5.4.2 UNIONES AL GRUPO 2

Utilizaremos los valores tensionales que nos da el Cype para cada una de las soldaduras de la unión y comprobar que cumple la normativa del CTE.

#### 3.5.4.2.1 UNIÓN EN LAS ESQUINAS

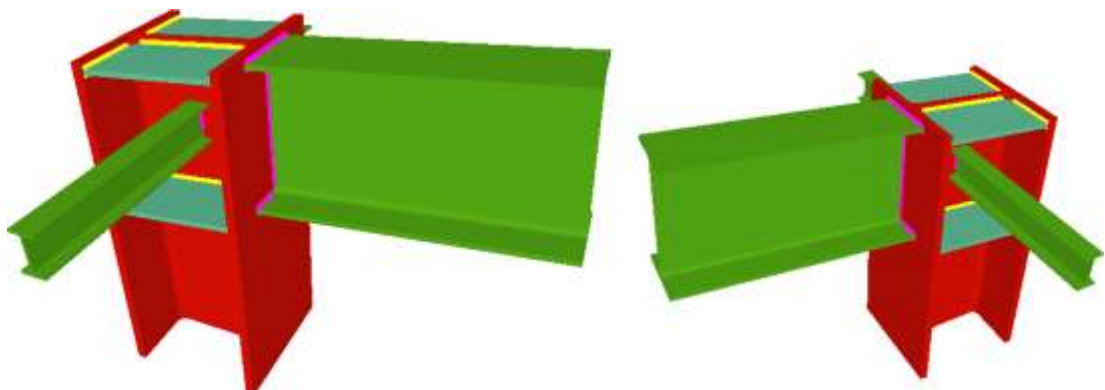


Figura 26. Unión esquina al grupo 2

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga al ala del pilar	93,9	85,0	0,1	147,54
Alma de la viga al ala del pilar	78,8	78,8	22,0	141,98
Ala inferior de la viga al ala del pilar	88,3	97,6	0,1	169,31
Rigidizador superior a las alas del pilar	52,5	58,0	0,0	100,72
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	40,3	69,80
Rigidizador inferior a las alas del pilar	55,5	61,3	0,0	106,44
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	40,3	69,80
Alma de la viga al lado del pilar	4,2	4,2	0,8	7,68
Alma de la viga al otro lado del pilar	19,7	19,7	0,8	34,44

Tabla 35. Unión esquina al grupo 2

$$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.5.4.2.2 UNIÓN EN LA CUMBRERA

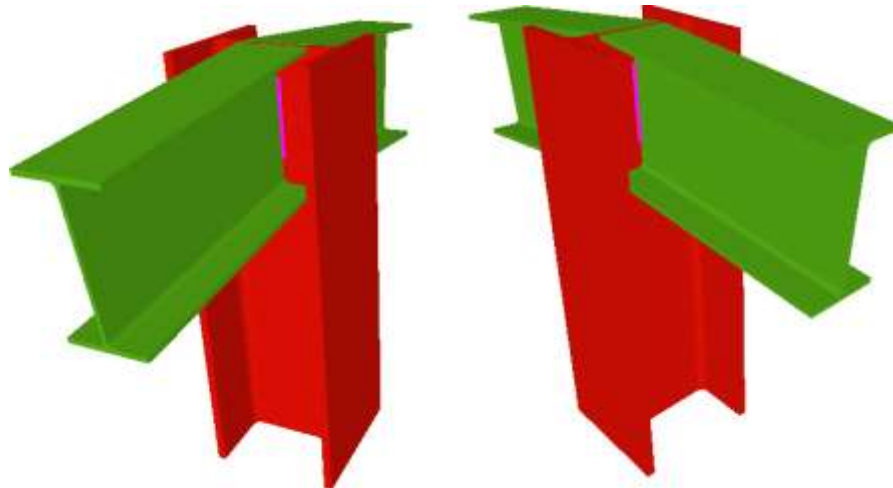


Figura 27. Unión en cumbrera al grupo 2

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Alma de la viga al lado del pilar	14,4	14,4	9,7	30,31
Alma de la viga al otro lado del pilar	15,0	15,0	9,6	31,09

Tabla 36. Unión en cumbrera al grupo 2

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

### 3.5.4.3 UNIONES AL GRUPO 3

Utilizaremos los valores tensionales que nos da el Cype para cada una de las soldaduras de la unión y comprobar que cumple la normativa del CTE.

#### 3.5.4.3.1 UNIÓN EN LAS ESQUINAS



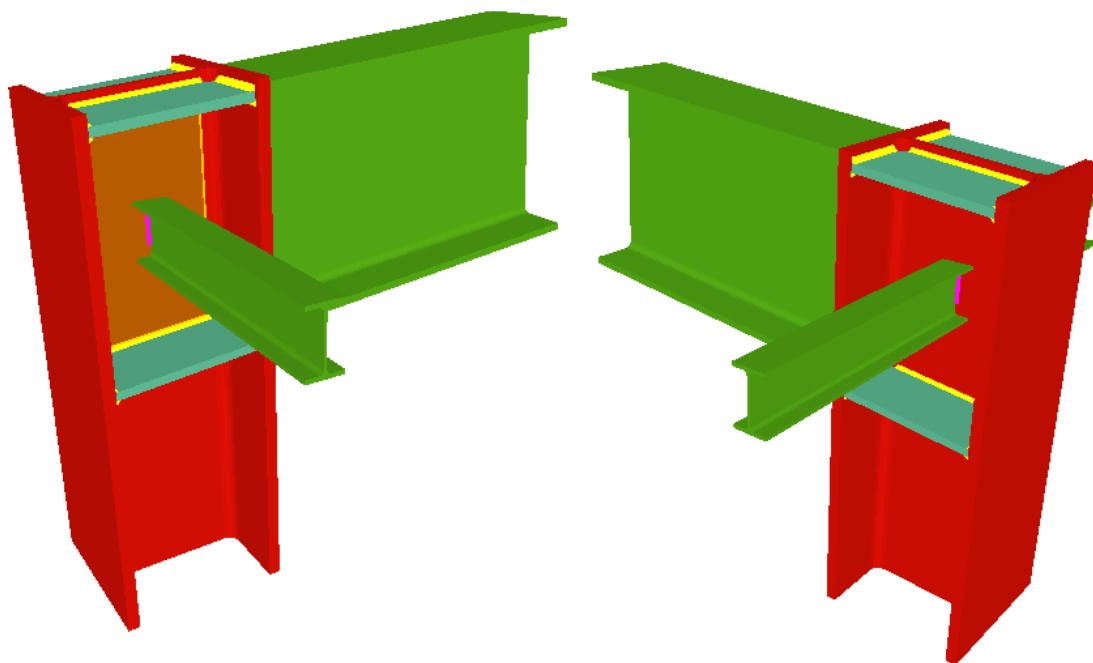


Figura 28. Unión esquina al grupo 3

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga al ala del pilar	173,5	157,0	0,1	272,25
Alma de la viga al ala del pilar	146,1	146,1	32,4	259,48
Ala inferior de la viga al ala del pilar	163,6	180,8	0,3	313,42
Rigidizador superior a las alas del pilar	157,9	174,4	0,1	302,33
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	159,7	276,61
Rigidizador inferior a las alas del pilar	167,0	184,6	0,1	320,00
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	159,7	276,61
Alma de la viga al lado del pilar	1,4	1,4	0,8	3,03
Alma de la viga al otro lado del pilar	1,4	1,4	0,8	3,03
Chapa de refuerzo al alma del pilar	El artículo 8.8.6 del CTE-SE-A, el espesor de garganta de esta soldadura debe ser 0.7 veces el espesor de la chapa de refuerzo.			

Tabla 37. Unión esquina al grupo 3

$$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

### 3.5.4.3.2 UNIÓN EN LA CUMBRERA

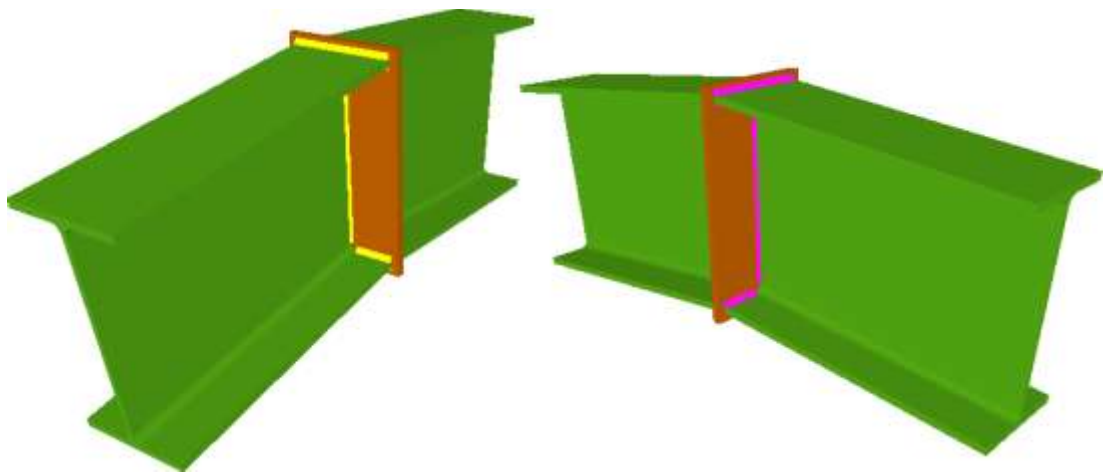


Figura 29. Unión en cumbrera al grupo 3

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga a un lado de la chapa.	148,3	163,8	0,2	283,97
Alma de la viga a un lado de la chapa.	130,1	130,1	0,4	225,63
Ala inferior de la viga a un lado de la chapa.	155,6	140,8	0,2	244,19
Ala superior de la viga al otro lado de la chapa.	148,3	163,8	0,2	283,97
Alma de la viga al otro lado de la chapa.	130,1	130,1	0,4	225,63
Ala inferior de la viga al otro lado de la chapa.	155,6	140,8	0,2	244,19

Tabla 38. Unión en cumbrera al grupo 3

$$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.5.4.4 UNIONES AL GRUPO 4

Utilizaremos los valores tensionales que nos da el Cype para cada una de las soldaduras de la unión y comprobar que cumple la normativa del CTE.

#### 3.5.4.4.1 UNIÓN EN LAS ESQUINAS

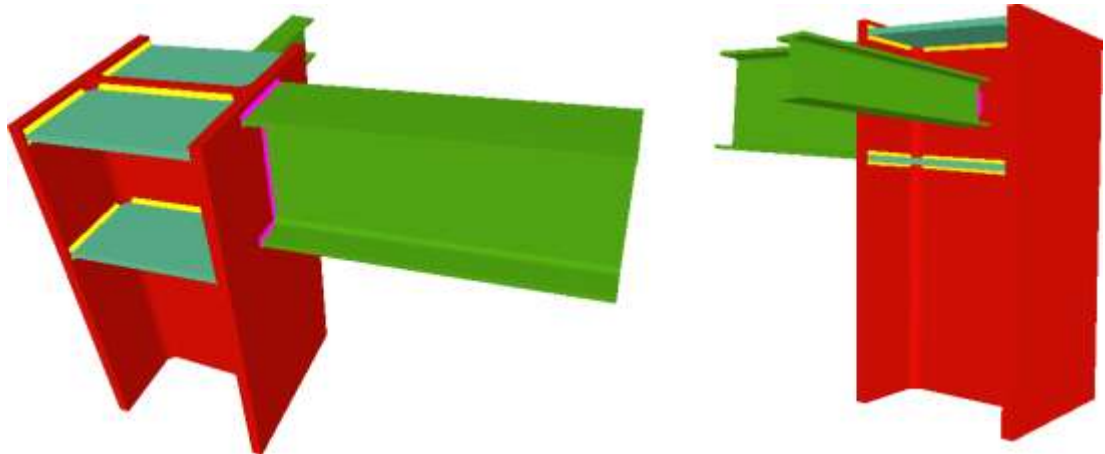


Figura 30. Unión esquina al grupo 4

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga al ala del pilar	92,8	84,0	0,0	145,81
Alma de la viga al ala del pilar	74,0	74,0	10,6	129,77
Ala inferior de la viga al ala del pilar	85,5	94,5	0,0	163,94
Rigidizador superior a las alas del pilar	49,1	54,2	0,0	94,14
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	38,5	66,68

Rigidizador inferior a las alas del pilar	51,7	57,1	0,0	99,16
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	38,5	66,68
Alma de la viga al alma del pilar	1,4	1,4	0,8	3,03

Tabla 39. Unión esquina al grupo 4

$$\overline{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

#### 3.5.4.4.2 UNIÓN EN LA CUMBRERA

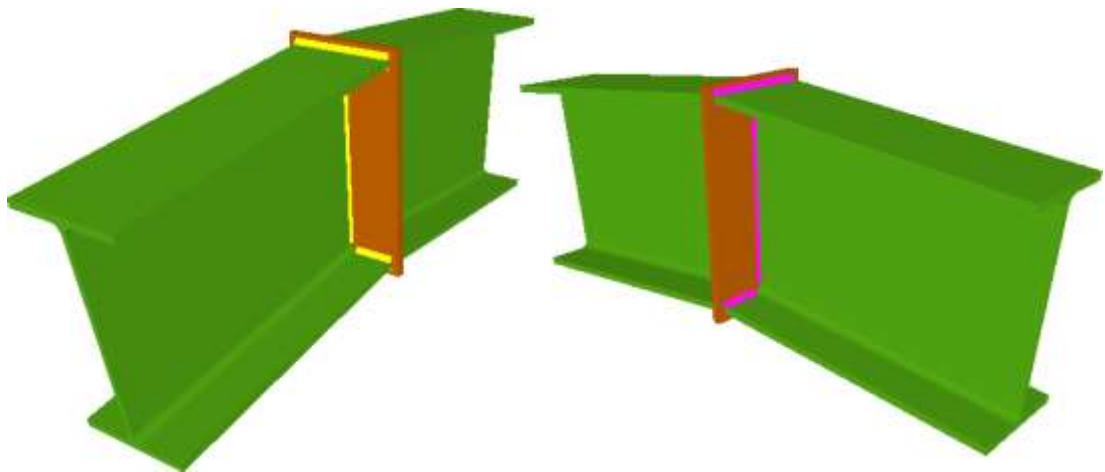


Figura 31. Unión en cumbrera al grupo 4

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\overline{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga a un lado de la chapa.	93,4	103,2	0,1	179,01
Alma de la viga a un lado de la chapa.	73,6	73,6	0,1	127,77
Ala inferior de la viga a un lado de la chapa.	101,2	91,6	0,1	158,97

Ala superior de la viga al otro lado de la chapa.	93,4	103,2	0,1	179,01
Alma de la viga al otro lado de la chapa.	73,6	73,6	0,1	127,77
Ala inferior de la viga al otro lado de la chapa.	101,2	91,6	0,1	158,97

Tabla 40. Unión en cumbrera al grupo 4

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.6 CÁLCULO DE OFICINA

Se ha empleado el Nuevo Metal 3D, que pertenece a uno entre muchos paquetes del Cype, para realizar el cálculo de estructuras de las oficinas.

Una vez consiguiendo dimensionar la nave adecuadamente llegando a cumplir la normativa a través de Cype, se llevará a cabo los correspondientes cálculos analíticamente que demuestren que cumple el CTE todos los perfiles seleccionados.

#### 3.6.1 CARACTERÍSTICAS DE PERFILES SELECCIONADOS

Los perfiles seleccionados son variados, con el fin de obtener un dimensionamiento simétrico, óptimo y resistente a las cargas expuestas, así pues, analizaremos cada tipo de perfil utilizados en el presente proyecto, cuyo caso más desfavorable es el de mayor importancia.

En las siguientes figuras se diferencia distintos grupos vigas diferentes y un solo grupo de pilares que forman las oficinas.

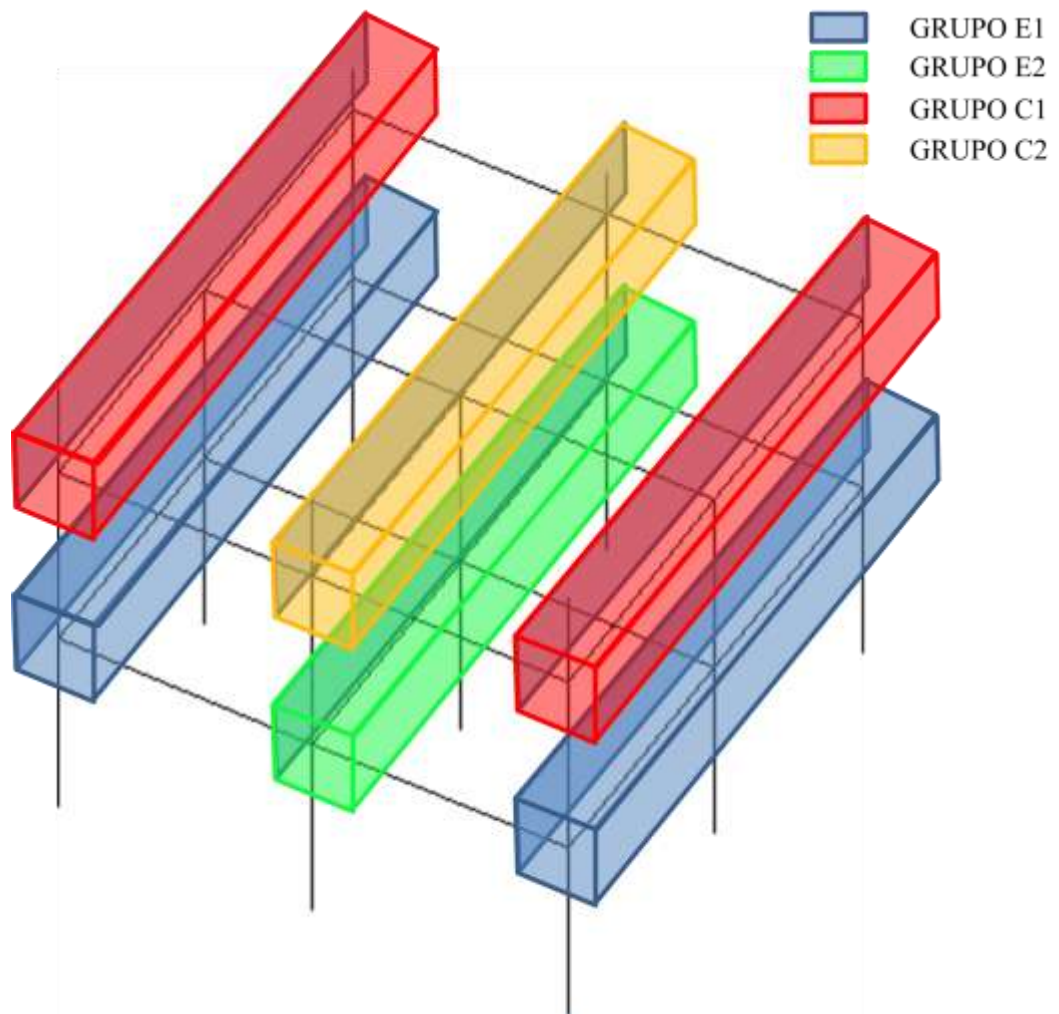
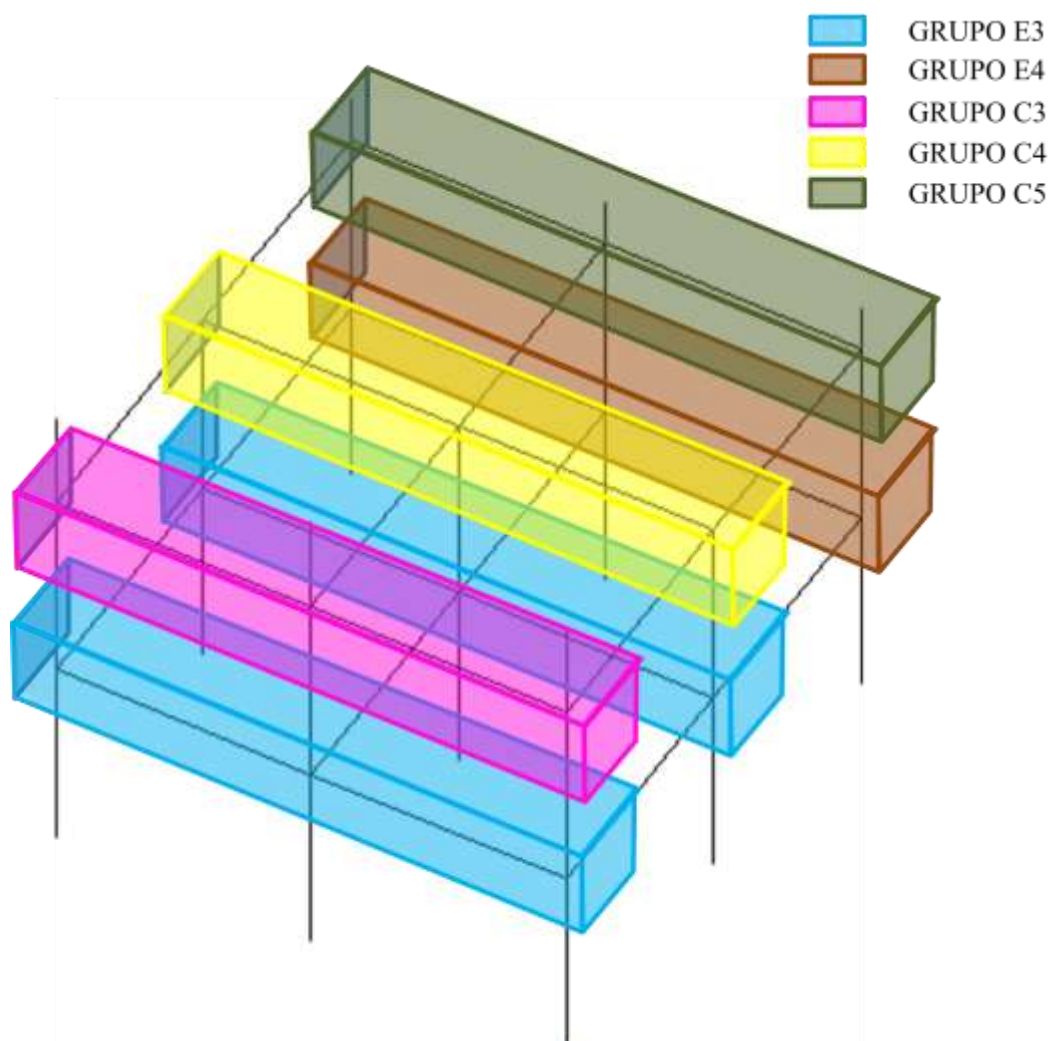


Figura 32. Grupo de vigas (I)



*Figura 33. Grupo de vigas (II)*

Después de varias combinaciones de perfiles con el Cype, se ha optado por las siguientes configuraciones, agrupador en grupos:

Pilares	
Nº Pilares	Tipo de perfil
9	HEB-300

*Tabla 41. Grupo de pilares*

Cubierta de oficinas		
Grupo	Nº Vigas	Tipo de perfil

C1	4	IPE-120
C2	2	IPE-160
C3	2	IPE-180
C4	2	IPE-200
C5	2	IPE-140

Tabla 42. Grupo vigas en cubierta

Entreplanta		
Grupo	Nº Vigas	Tipo de perfil
E1	4	IPE-240
E2	2	IPE-300
E3	4	IPE-330
E4	2	IPE-270

Tabla 43. Grupo vigas en entreplanta

HEB	Dimensiones mm							Términos de la sección									Agujeros mm			p	
	h	b	e	e <sub>1</sub>	r	h <sub>1</sub>	u	A cm <sup>2</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>t</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>a</sub> cm <sup>6</sup>	w	w <sub>1</sub>		a
300	300	300	11,0	19	27	208	1730	149,1	934	25166	1680	13,0	8563	571	7,58	192	1688000	120	50	25	117

Tabla 44. Perfiles HEB seleccionados

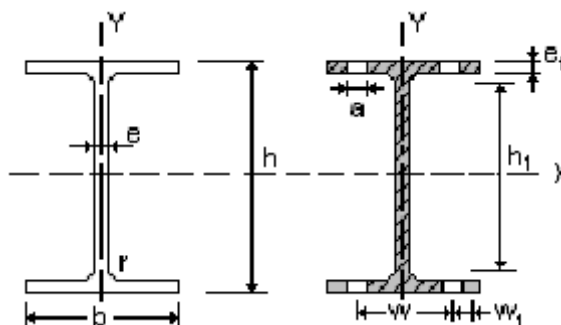


Figura 34. Perfil HEB

A; Área de la de la sección



$S_x$ ; Momento estático de media sección, respecto a X.

$I_x$ ; Momento de inercia de la sección, respecto a X.

$W_x = 2I_x/h$ . Módulo resistente de la sección, respecto a X.

$i_x = (I_x/A)^{1/2}$ . Radio de giro de la sección, respecto a X.

$I_y$ ; Momento de inercia de la sección, respecto a Y.

$W_y = 2I_y/b$ . Módulo resistente de la sección, respecto a Y.

$i_y = (I_y/A)^{1/2}$ . Radio de giro de la sección, respecto a Y

$I_t$ ; Módulo de torsión de la sección.

$I_a$ ; Módulo de alabeo de la sección.

u; Perímetro de la sección.

a; Diámetro del agujero del roblón normal.

w; Gramil, distancia entre ejes de agujeros.

$h_1$ ; Altura de la parte plana del alma.

P; Peso por metros.

IPE	Dimensiones mm								Términos de la sección										Agujeros mm			p
	Perf.	H	b	e	$e_1$	r	$h_1$	u	A $cm^2$	$S_x$ $cm^3$	$I_x$ $cm^4$	$W_x$ $cm^3$	$i_x$ cm	$I_y$ $cm^4$	$W_y$ $cm^3$	$i_y$ cm	$I_t$ $cm^4$	$I_a$ $cm^6$	W	a	$e_2$	
120	120	64	4,4	6,3	7	93	475	13,2	30,4	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	1,770	890	35	-	4,4	10,4	
140	140	73	4,7	6,9	7	112	551	16,4	44,2	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	2,630	1981	40	11	4,7	12,9	
160	160	82	5,0	7,4	9	127	623	20,1	61,9	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	3,640	3959	44	13	5	15,8	
180	180	91	5,3	8,0	9	146	698	23,9	83,2	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	5,060	7431	48	13	5,3	18,8	
200	200	100	5,6	8,5	12	159	788	28,5	110	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	6,670	12990	52	13	5,6	22,4	
240	240	120	6,2	9,8	15	190	922	39,1	183	3890	324	9,97	284	47,3	2,69	12,00	37390	65	17	6,2	30,7	
270	270	135	6,6	10,2	15	220	1040	45,9	242	5790	429	11,2	420	62,2	3,02	15,40	70580	72	21	6,6	36,1	
300	300	150	7,1	10,7	15	249	1160	53,8	314	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	20,10	125900	80	23	7,1	42,2	
330	330	160	7,5	11,5	18	271	1250	62,6	402	11770	713	13,7	788	98,5	3,55	26,50	199100	85	25	7,5	49,1	

Tabla 45. Perfiles IPE seleccionados

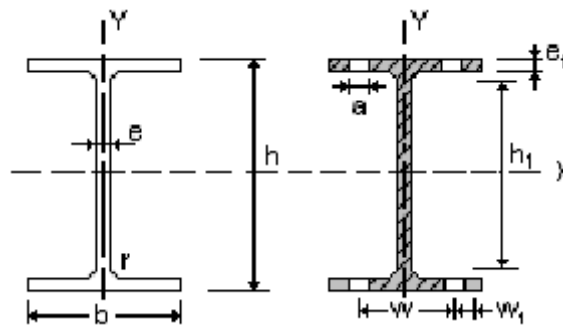


Figura 35. Perfil IPE

$A$ ; Área de la de la sección

$S_x$ ; Momento estático de media sección, respecto a X.

$I_x$ ; Momento de inercia de la sección, respecto a X.

$W_x = 2I_x / h$ . Módulo resistente de la sección, respecto a X.

$i_x = (I_x/A)^{1/2}$ . Radio de giro de la sección, respecto a X.

$I_y$ ; Momento de inercia de la sección, respecto a Y.

$W_y = 2I_y/b$ . Módulo resistente de la sección, respecto a Y.

$i_y = (I_y/A)^{1/2}$ . Radio de giro de la sección, respecto a Y

$I_t$ ; Módulo de torsión de la sección.

$I_a$ ; Módulo de alabeo de la sección.

$u$ ; Perímetro de la sección.

$a$ ; Diámetro del agujero del roblón normal.

$w$ ; Gramil, distancia entre ejes de agujeros.

$h_1$ ; Altura de la parte plana del alma.

$P$ ; Peso por metros.

### 3.6.2 TIPOS DE CARGAS

- Carga permanente en cubierta “ $q_{c,of}$ ”

La cubierta de las oficinas está formada por los mismos paneles sandwich que se utilizaron en la cubierta de la nave, así pues, es peso asociado al cerramiento y fijaciones es de:  $12,80 \text{ kg/m}^2$ .

- Acero galvanizado de 0,5 mm, 4,31 kg/m<sup>2</sup>
- Relleno intermedio de lana de roca
- Peso de fijación para panel de cerramiento de cubierta

$$\text{TOTAL: } q_{c,of} = 12,80 \text{ kg m}^2$$

- Sobrecarga de uso en cubierta “ $q_{c,of,s}$ ”

Aplicando el apartado 3.1.1 del CTE-DB-SE-AE, nos correspondería aplicar una carga determinada asociada a cubiertas ligeras sobre correas accesibles únicamente para su conservación.

$$q_{c,s} = 0,4 \text{ kN m}^2 = 40 \text{ kg m}^2$$

- Carga permanente en oficina “ $q_{of}$ ”

El forjado de entreplanta será sobre chapa colaborante, para forjado mixto con armaduras.

- Chapa de Acero galvanizado de 2 mm: 16 kg/m<sup>2</sup>
- Hormigón armado de 15 cm espesor: 345 kg/m<sup>2</sup>
- Solado: 120 kg/m<sup>2</sup>

$$\text{TOTAL: } q_{of} = 481 \text{ kg m}^2$$

- Sobrecarga de uso en oficina “ $q_{of,s}$ ”

Aplicando el apartado 3.1.1 del CTE-DB-SE-AE, nos correspondería aplicar una carga determinada asociada a una zona de acceso público con mesas, sillas y algún asiento fijo

$$q_{of,s} = 3,5 \text{ kN m}^2 = 350 \text{ kg m}^2$$

### 3.6.3 COMPROBACIONES DE LOS PERFILES

Según el Cype, los perfiles seleccionados, para unas cargas definidas, cumple con la norma del CTE.

A continuación comprobaremos con el uso del CTE que verdaderamente cumple con todas las condiciones de la norma.

#### 3.6.3.1 COMPROBACIÓN DEL PILAR CENTRAL

Los pilares que forman los apoyos de las oficinas son 9 perfiles normalizados HEB-300, cuyos valores máximos sobre el pilar más desfavorable son:

$$M_{fy} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fz} = 1,37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_y = 0,617 \text{ kN} \quad V_z = 0 \text{ kN}$$

$$N = 143,081 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_{fy}$ ; Momento flector máximo en el eje y.

$M_{fz}$ ; Momento flector máximo en el eje z.

$V_y$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje y de la sección del perfil.

$V_z$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre el eje z de la sección del perfil.

$N$ ; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

#### 3.6.3.1.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{fy}}{W_y} + \frac{M_{fz}}{W_z} \quad (6.1)$$

$$\tau_y = \frac{V_y \cdot m_{sz}}{c \cdot I_z} \quad (6.2)$$

$$\tau_z = \frac{V_z \cdot m_{sy}}{b \cdot I_y} \quad (6.3)$$

$$\tau = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} \quad (6.4)$$

$$\sigma = \frac{143081 \text{ N}}{14910 \text{ mm}^2} + \frac{0 \text{ N} \cdot \text{mm}}{1680000 \text{ mm}^3} + \frac{1370000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{571000 \text{ mm}^3} = 12,00 \text{ N } mm^2$$

$$\tau_y = \frac{617 \cdot 431000}{300 \cdot 85630000} = 0,01 \text{ N}$$

$$\tau_z = \frac{0 \text{ kN} \cdot m_{sy}}{b \cdot I_y}$$

$$\tau = \sqrt{0,01^2 + 0^2} = 0,01 \text{ N } mm^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{12^2 + 3 \cdot 0,01^2} = 12 \text{ N mm}^2$$

$$12 \text{ N mm}^2 < f_{yd} \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

- A; Área de la sección, de 149,1 cm<sup>2</sup>.
- W<sub>y</sub>; Módulo resistente en el eje y, de 1680 cm<sup>3</sup>.
- W<sub>z</sub>; Módulo resistente en el eje z, de 571 cm<sup>3</sup>.
- m<sub>sy</sub>; Momento estático, de 934 cm<sup>3</sup>.
- m<sub>sz</sub>; Momento estático, de 431 cm<sup>3</sup>.
- I<sub>y</sub>; Momento de inercia, de 25166 cm<sup>4</sup>.
- I<sub>z</sub>; Momento de inercia, de 8563 cm<sup>4</sup>.
- b; Espesor del alma, de 11 mm.
- c; Altura del perfil, de 300 mm

### 3.6.3.1.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a L/300.

Nuestro pilar central está dividido en dos tramos de 4 m debido a que hay vigas empotradas a ella para separar las plantas entre oficinas, por ello cogemos cada tramo y comprobaremos que su flecha están dentro del límite.

$$\frac{L}{300} = \frac{4000}{300} = 13,3 \text{ mm}$$

$$0,241 \text{ mm} < L/300 \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

$$0,236 \text{ mm} < L/300 \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

$L$ ; Longitud de los tramos del pilar, de 4000 mm.

### 3.6.3.1.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el punto 3 del apartado 6.3.2 sobre el CTE-DB-SE-A, la capacidad de pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, se obtiene de la expresión 6.5.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad (6.5)$$

Siendo:

$N_{b,Rd}$ ; Resistencia última de la barra a pandeo.

$A$ ; Área de la sección transversal, de 149,1 cm<sup>2</sup>.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo, de 261,90 N/mm<sup>2</sup>.

$\chi$ ; Coeficiente de reducción por pandeo. Su valor depende de

- a) La esbeltez reducida “ $\lambda$ ”
- b) La curva de pandeo apropiada al caso.

- a) La esbeltez reducida “ $\lambda$ ” que se obtiene según el apartado 6.3.2.1. del CTE-DB-SE-A con la expresión 6.6.

$$\lambda = \frac{\overline{A \cdot f_y}}{N_{cr}} \quad (6.6)$$

Donde

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{L_K^2} \cdot E \cdot I \quad (6.7)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{0,5 \cdot 8000^2} \cdot 210000 \cdot 85630000 = 11092387 \text{ N}$$

$$\lambda = \frac{14910 \cdot 275}{11092387} = 0,61$$

Siendo:

E; Módulo elástico del Acero 275, de  $210.000 \text{ N/mm}^2$ .

I; Momento de inercia del área de la sección para flexión en el plano considerado, de  $8563 \text{ cm}^4$

$L_K$ ; Longitud de pandeo de la pieza. Según el CTE, su valor se obtiene de la tabla 6.1 de CTE-DB-SE-A en función de la longitud de la pieza. En nuestro caso, trata de un pilar biempotrado, así pues, tenemos la expresión 6.8. para “L” igual a  $9.000 \text{ mm}$ .

$$L_K = 0,5L \quad (6.8)$$

- b) La curva de pandeo para perfiles de sección constante se obtiene de la tabla 6.2 del CTE-DB-SE-A.

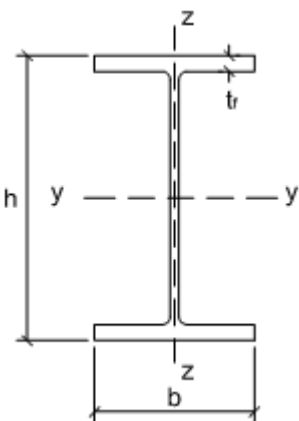
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo		y	z	y	z
	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	$a_0$	$b_0$
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Tabla 46. Curvas de pandeo

En nuestro caso, para perfil HEB-300:

**RESULTADO: Curva b**

$$h=300$$

$$b=300$$

$$t=19$$

Conociendo la esbeltez reducida y la curva de pandeo, utilizamos la tabla 6.3 del CTE-DB-SE-A para interpolar y obtener el Coeficiente de pandeo “ $\chi$ ”.



Esbeltez reducida	a <sub>0</sub>	a	b	c	d	
Coefficiente de imperfección (α)	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76	
0,60	0,93	0,89	0,84	0,79	0,71	
0,61			$\chi = 0,834$			<b>RESULTADO</b>
0,70	0,90	0,85	0,78	0,72	0,64	

$$\frac{0,60 - 0,70}{0,84 - 0,78} = \frac{0,61 - 0,70}{\chi - 0,78}$$

Resumen:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,834 \cdot 14910 \cdot 261,90 = 3.256.710 \text{ N}$$

$$N < N_{b,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

N; La fuerza axial que existe en el perfil, de 143.081 N.

### 3.6.3.2 COMPROBACIÓN DE VIGAS DE CUBIERTA

Para las comprobaciones de los dinteles cogemos como datos los valores máximos que nos facilita NUEVO METAL 3D del Cype.

#### 3.6.3.2.1 PERTENECIENTE AL GRUPO C1

Las vigas del grupo C1 está formado por 4 perfiles normalizados IPE-120, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 0,32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 0,254 \text{ kN}$$

$$N = 1,728 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

### 3.6.3.2.1.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{1728 \text{ N}}{1320 \text{ mm}^2} + \frac{320000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{53000 \text{ mm}^3} = 7,35 \text{ N } mm^2$$

$$\tau = \frac{254 \text{ N} \cdot 30400 \text{ mm}^3}{4,4 \text{ mm} \cdot 277000 \text{ mm}^4} = 6,33 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{7,35^2 + 3 \cdot 6,33^2} = 13,20 \text{ N mm}^2$$

13,20 N mm<sup>2</sup> < f<sub>yd</sub>..... CUMPLE

Siendo:

A; Área de la sección, de 13,2 cm<sup>2</sup>.

W; Módulo resistente, de 53 cm<sup>3</sup>.

m<sub>s</sub>; Momento estático, de 30,4 cm<sup>3</sup>.

I; Momento de inercia, de 27,7 cm<sup>4</sup>.

b; Espesor del alma, de 4,4 mm.

### 3.6.3.2.1.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a L/300.

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

1,272 mm < L/300..... CUMPLE

Siendo:

L; Longitud de la viga, de 5000 mm.

### 3.6.3.2.1.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{i_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

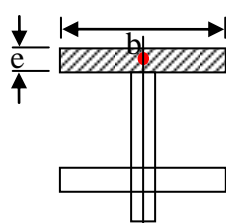
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{e \cdot b} = 40 \frac{6,3 \cdot 64^3}{6,3 \cdot 64} = 739 \text{ mm}$$

5000 mm < 739 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en la viga, de 5 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 6,3 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 64 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 53000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 47. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 120 mm.

b; Anchura del perfil, de 64 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 53000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 1 \cdot 14,5^2 = 923827 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 53000 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 14,5 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5.000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

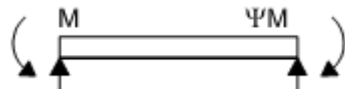

Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1

Tabla 48. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \overline{0 + 923827^2} = 923827 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y}} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{53000 \cdot 275}{M_{CR}} = 3,97$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 8,77$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,06$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 53000 \cdot \frac{275}{1,05} = 832.857 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 320.000 N · mm.

### 3.6.3.2.1.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} \quad (5.14)$$

$$\frac{93}{4,4} < 70 \cdot 0,92$$

$$21,1 < 64,4 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 93 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 4,4 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.6.3.2.2 PERTENECIENTE AL GRUPO C2

Las vigas del grupo C2 está formado por 2 perfiles normalizados IPE-160, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 0,48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 0,416 \text{ kN}$$

$$N = 0,468 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

#### 3.6.3.2.2.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.



$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{468 \text{ N}}{2010 \text{ mm}^2} + \frac{480000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{109000 \text{ mm}^3} = 4,63 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \frac{416 \text{ N} \cdot 61900 \text{ mm}^3}{5 \text{ mm} \cdot 683000 \text{ mm}^4} = 7,77 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{4,63^2 + 3 \cdot 7,77^2} = 14,23 \text{ N mm}^2$$

$14,23 \text{ N mm}^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

$A$ ; Área de la sección, de  $20,1 \text{ cm}^2$ .

$W$ ; Módulo resistente, de  $109 \text{ cm}^3$ .

$m_s$ ; Momento estático, de  $61,9 \text{ cm}^3$ .

$I$ ; Momento de inercia, de  $68,3 \text{ cm}^4$ .

$b$ ; Espesor del alma, de  $5 \text{ mm}$ .

### 3.6.3.2.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

0,713 mm <  $L/300$ ..... CUMPLE

Siendo:

$L$ ; Longitud de la viga, de 5000 mm.

### 3.6.3.2.2.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{i_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

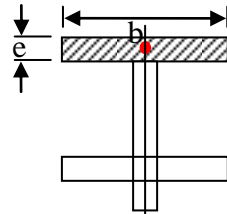
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{e \cdot b} = 40 \frac{\overline{7,4 \cdot 82^3}}{7,4 \cdot 82} = 947 \text{ mm}$$

5000 mm < 947 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

$D$ ; Distancia entre puntos de arriostramiento en la viga, de 5 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

$e$ ; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 7,4 mm.

$b$ ; Ancho del perfil comprimido, de 82 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 109000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} \right] + \lambda_{LT}^2 \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 49. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 160 mm.

b; Anchura del perfil, de 82 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 109000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 1 \cdot 18,4^2 = 3059435 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 103000 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 18,4 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5.000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

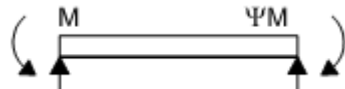

Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1

Tabla 50. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 3059435^2} = 3059435 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{109000 \cdot 275}{M_{CR}} = 3,13$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 5,70$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,09$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 109000 \cdot \frac{275}{1,05} = 2.569.285 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 480.000 N · mm.

### 3.6.3.2.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{127}{5} < 70 \cdot 0,92$$

25,4 < 64,4.....CUMPLE

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 127 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 5 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.6.3.2.3 PERTENECIENTE AL GRUPO C3

Las vigas del grupo C3 está formado por 2 perfiles normalizados IPE-180, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 1,25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 1,334 \text{ kN}$$

$$N = 3,579 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

### 3.6.3.2.3.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo " $f_{yd}$ ". Para un Acero 275 tenemos el mismo " $f_{yd}$ " que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{3579 \text{ N}}{2390 \text{ mm}^2} + \frac{1250000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{146000 \text{ mm}^3} = 10,06 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \frac{1334 \text{ N} \cdot 83200 \text{ mm}^3}{5,3 \text{ mm} \cdot 1010000 \text{ mm}^4} = 20,73 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{10,06^2 + 3 \cdot 20,73^2} = 37,29 \text{ N mm}^2$$

$$37,29 \text{ N mm}^2 < f_{yd} \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

- A; Área de la sección, de 23,9 cm<sup>2</sup>.
- W; Módulo resistente, de 146 cm<sup>3</sup>.
- m<sub>s</sub>; Momento estático, de 83,2 cm<sup>3</sup>.
- I; Momento de inercia, de 101 cm<sup>4</sup>.
- b; Espesor del alma, de 5,3 mm.

### 3.6.3.2.3.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a L/300.

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

$$0,301 \text{ mm} < L/300 \dots\dots\dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

- L; Longitud de la viga, de 5000 mm.

### 3.6.3.2.3.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.



$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

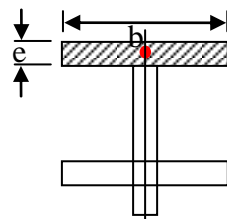
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{e \cdot b} = 40 \frac{8 \cdot 91^3}{8 \cdot 91} = 1051 \text{ mm}$$

5000 mm < 1051 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en la viga, de 5 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 8 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 91 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 146000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT} \right]^2 \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 51. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 180 mm.

b; Anchura del perfil, de 91 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 146000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 1,32 \cdot 20,5^2 = 6714498 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 146000 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 20,5 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5.000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

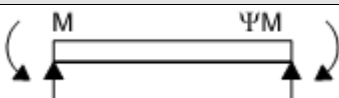

Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1,32

Tabla 52. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 6714498^2} = 6714498 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{146000 \cdot 275}{6714498} = 2,44$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 3,71$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,15$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 146000 \cdot \frac{275}{1,05} = 5.735.714 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 1.250.000 N · mm.

### 3.6.3.2.3.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{146}{5,3} < 70 \cdot 0,92$$

$$27,5 < 64,4 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 146 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 5,3 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

#### 3.6.3.2.4 PERTENECIENTE AL GRUPO C4

Las vigas del grupo C4 está formado por 2 perfiles normalizados IPE-200, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 2,38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 2,352 \text{ kN}$$

$$N = 5,444 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

##### 3.6.3.2.4.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{5444 \text{ N}}{2850 \text{ mm}^2} + \frac{2380000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{194000 \text{ mm}^3} = 14,18 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \frac{2352 \text{ N} \cdot 110000 \text{ mm}^3}{5,6 \text{ mm} \cdot 19400000 \text{ mm}^4} = 2,38 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{14,18^2 + 3 \cdot 2,38^2} = 14,77 \text{ N mm}^2$$

$$14,77 \text{ N mm}^2 < f_{yd} \dots \dots \dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

- A; Área de la sección, de 28,5 cm<sup>2</sup>.
- W; Módulo resistente, de 194 cm<sup>3</sup>.
- m<sub>s</sub>; Momento estático, de 110 cm<sup>3</sup>.
- I; Momento de inercia, de 1940 cm<sup>4</sup>.
- b; Espesor del alma, de 5,6 mm.

### 3.6.3.2.4.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a L/300.

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

0,300 mm < L/300..... CUMPLE

Siendo:

L; Longitud de la viga, de 5000 mm.

### 3.6.3.2.4.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

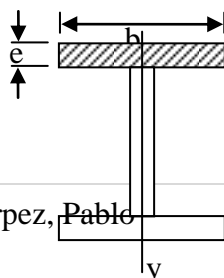
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{12 \cdot e \cdot b} = 40 \frac{\overline{8,5 \cdot 100^3}}{12 \cdot 8,5 \cdot 100} = 1155 \text{ mm}$$

5.000 mm < 1.155 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 5 m.

$\overline{I_y^{cg}}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$\overline{I_y^{cg}} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

$e$ ; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 8,5 mm.

$b$ ; Ancho del perfil comprimido, de 100 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 28500 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en **la tabla de este documento**.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$



Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21	<b>Resultado</b>
	$h/b > 2$	b	0,34	

Tabla 53. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 200 mm.

b; Anchura del perfil, de 100 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 28500 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 2,70 \cdot 22,4^2 = 3200985 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 28500 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 22,4 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5.000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

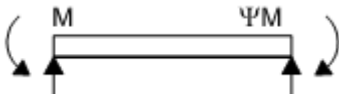
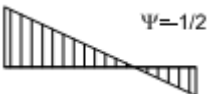
Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		2,70

Tabla 54. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 3200985^2} = 3200985 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{28500 \cdot 275}{M_{CR}} = 1,56$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 1,86$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,35$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 28500 \cdot \frac{275}{1,05} = 2.612.500 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 2.380.000 N · mm.

### 3.6.3.2.4.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{159}{5,6} < 70 \cdot 0,92$$

28,4 < 64,4.....CUMPLE

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 159 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 5,6 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.6.3.2.5 PERTENECIENTE AL GRUPO C5

Las vigas del grupo C5 está formado por 2 perfiles normalizados IPE-140, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 1,41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 1,128 \text{ kN}$$

$$N = 6,040 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

### 3.6.3.2.5.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{5040 \text{ N}}{1640 \text{ mm}^2} + \frac{1410000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{77300 \text{ mm}^3} = 21,31 \text{ N } mm^2$$

$$\tau = \frac{2352 \text{ N} \cdot 44200 \text{ mm}^3}{4,7 \text{ mm} \cdot 449000 \text{ mm}^4} = 49,26 \text{ N } mm^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{21,31^2 + 3 \cdot 49,26^2} = 87,94 \text{ N } mm^2$$

$87,94 \text{ N mm}^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

- A; Área de la sección, de  $16,4 \text{ cm}^2$ .
- W; Módulo resistente, de  $77,3 \text{ cm}^3$ .
- $m_s$ ; Momento estático, de  $44,2 \text{ cm}^3$ .
- I; Momento de inercia, de  $44,9 \text{ cm}^4$ .
- b; Espesor del alma, de  $4,7 \text{ mm}$ .

### 3.6.3.2.5.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

$3,329 \text{ mm} < L/300$ ..... CUMPLE

Siendo:

- L; Longitud de la viga, de  $5000 \text{ mm}$ .

### 3.6.3.2.5.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

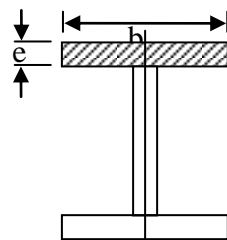
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{e \cdot b} = 40 \frac{\overline{6,9 \cdot 73^3}}{6,9 \cdot 73} = 843 \text{ mm}$$

5.000 mm < 843 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 5 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 6,9 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 73 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 77300 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 55. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 140 mm.

b; Anchura del perfil, de 73 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 77300 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 1 \cdot 16,5^2 = 1744723 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 77300 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 16,5 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5.000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

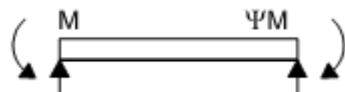

Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1

Tabla 56. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 1744723^2} = 1744723 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{77300 \cdot 275}{1744723} = 3,49$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$



$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 6,93$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,08$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 77300 \cdot \frac{275}{1,05} = 1.619.619 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 1.410.000 N · mm.

### 3.6.3.2.5.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{112}{4,7} < 70 \cdot 0,92$$

$$23,8 < 64,4 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 112 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 4,7 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.6.3.3 COMPROBACIÓN DE VIGAS DE ENTREPLANTAS

Para las comprobaciones de los dinteles cogemos como datos los valores máximos que nos facilita NUEVO METAL 3D del Cype.

#### 3.6.3.3.1 PERTENECIENTE AL GRUPO E1

Las vigas del grupo E1 está formado por 4 perfiles normalizados IPE-240, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 0,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 0,753 \text{ kN}$$

$$N = 1,594 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

#### 3.6.3.3.1.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{1594 \text{ N}}{3910 \text{ mm}^2} + \frac{940000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{324000 \text{ mm}^3} = 3,31 \text{ N } mm^2$$

$$\tau = \frac{753 \text{ N} \cdot 183000 \text{ mm}^3}{6,2 \text{ mm} \cdot 2840000 \text{ mm}^4} = 7,82 \text{ N } mm^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{3,31^2 + 3 \cdot 7,82^2} = 13,95 \text{ N } mm^2$$

$13,95 \text{ N } mm^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

$A$ ; Área de la sección, de  $39,1 \text{ cm}^2$ .

$W$ ; Módulo resistente, de  $324 \text{ cm}^3$ .

$m_s$ ; Momento estático, de  $183 \text{ cm}^3$ .

$I$ ; Momento de inercia, de  $284 \text{ cm}^4$ .

$b$ ; Espesor del alma, de  $6,2 \text{ mm}$ .

### 3.6.3.3.1.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

0,315 mm < L/300..... CUMPLE

Siendo:

L; Longitud de la viga, de 5000 mm.

### 3.6.3.3.1.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

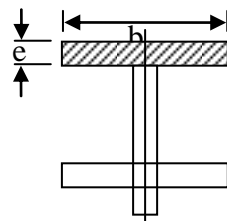
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{12} = 40 \frac{\overline{9,8 \cdot 120^3}}{12} = 1386 \text{ mm}$$

5.000 mm < 1386 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 5 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 9,8 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 120 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 324000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 57. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 240 mm.

b; Anchura del perfil, de 120 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 324000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 1 \cdot 26,9^2 = 19436972 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 32400 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 26,9 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5.000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.



Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		1

Tabla 58. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 19436972^2} = 19436972 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{324000 \cdot 275}{M_{CR}} = 2,14$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 2,99$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,20$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 324000 \cdot \frac{275}{1,05} = 16.971.428 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 940.000 N · mm.

### 3.6.3.3.1.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{190}{6,2} < 70 \cdot 0,92$$

30,6 < 64,4.....CUMPLE

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 190 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 6,2 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.6.3.3.2 PERTENECIENTE AL GRUPO E2

Las vigas del grupo E2 está formado por 2 perfiles normalizados IPE-300, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 1,97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 1,431 \text{ kN}$$

$$N = 1,420 \text{ kN}$$



Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

### 3.6.3.3.2.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{1420 \text{ N}}{5330 \text{ mm}^2} + \frac{1970000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{557000 \text{ mm}^3} = 3,80 \text{ N } mm^2$$

$$\tau = \frac{1431 \text{ N} \cdot 314000 \text{ mm}^3}{7,1 \text{ mm} \cdot 83600000 \text{ mm}^4} = 0,76 \text{ N } mm^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{3,80^2 + 3 \cdot 0,76^2} = 4,02 \text{ N mm}^2$$

$$4,02 \text{ N mm}^2 < f_{yd} \dots \dots \dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

- A; Área de la sección, de 53,3 cm<sup>2</sup>.
- W; Módulo resistente, de 557 cm<sup>3</sup>.
- m<sub>s</sub>; Momento estático, de 314 cm<sup>3</sup>.
- I; Momento de inercia, de 8360 cm<sup>4</sup>.
- b; Espesor del alma, de 7,1 mm.

### 3.6.3.3.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a L/300.

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

$$0,205 \text{ mm} < L/300 \dots \dots \dots \text{ CUMPLE}$$

Siendo:

- L; Longitud de la viga, de 5.000 mm.

### 3.6.3.3.2.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{I_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

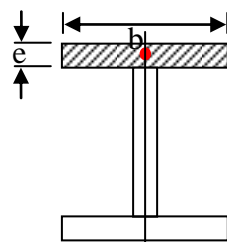
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{e \cdot b} = 40 \frac{\overline{10,7 \cdot 150^3}}{10,7 \cdot 150} = 1732 \text{ mm}$$

5.000 mm < 1.732 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 5 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 10,7 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 150 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 557000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 59. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 300 mm.

b; Anchura del perfil, de 150 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 557000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 2,28 \cdot 33,5^2 = 118156791 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 557000 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 33,5 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

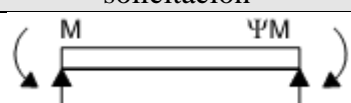

Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		2,28

Tabla 60. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 118156791^2} = 118156791 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{CR}} = \frac{557000 \cdot 275}{118156791} = 1,14$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 1,25$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,57$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 557000 \cdot \frac{275}{1,05} = 83.152.143 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 1.970.000 N · mm.

### 3.6.3.3.2.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{249}{7,1} < 70 \cdot 0,92$$

$$35,1 < 64,4 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 249 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 7,1 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.6.3.3.3 PERTENECIENTE AL GRUPO E3

Las vigas del grupo E3 está formado por 4 perfiles normalizados IPE-330, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 54,90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 63,742 \text{ kN}$$

$$N = 2,706 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axial máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

#### 3.6.3.3.3.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N} \text{ mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{2706 \text{ N}}{6260 \text{ mm}^2} + \frac{54900000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{713000 \text{ mm}^3} = 77,43 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \frac{63742 \text{ N} \cdot 402000 \text{ mm}^3}{7,5 \text{ mm} \cdot 117700000 \text{ mm}^4} = 29,03 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{77,43^2 + 3 \cdot 29,03^2} = 92,32 \text{ N mm}^2$$

$92,32 \text{ N mm}^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

A; Área de la sección, de  $62,6 \text{ cm}^2$ .

W; Módulo resistente, de  $713 \text{ cm}^3$ .

$m_s$ ; Momento estático, de  $402 \text{ cm}^3$ .

I; Momento de inercia, de  $11770 \text{ cm}^4$ .

b; Espesor del alma, de  $7,5 \text{ mm}$ .

### 3.6.3.3.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .



$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

2,424 mm < L/300..... CUMPLE

Siendo:

L; Longitud de la viga, de 5.000 mm.

### 3.6.3.3.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{i_y^{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de 1,8 metros entre ellas.

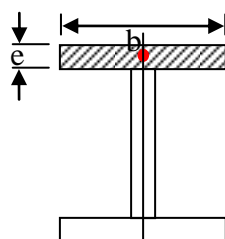
$$40 \frac{\overline{e \cdot b^3}}{12 \cdot e \cdot b} = 40 \frac{\overline{11,5 \cdot 160^3}}{12 \cdot 11,5 \cdot 160} = 1847 \text{ mm}$$

5.000 mm < 1.847 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 5 m.

$\overline{i_y^{cg}}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

$e$ ; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 11,5 mm.

$b$ ; Ancho del perfil comprimido, de 160 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 713000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble	$h/b \leq 2$	a	0,21

T	$h/b > 2$	b	0,34	<b>Resultado</b>
---	-----------	---	------	------------------

Tabla 61. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 330 mm.

b; Anchura del perfil, de 160 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTw}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTw} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTw} = 713000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 2,7 \cdot 35,5^2 = 201135640 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 713000 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 35,5 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

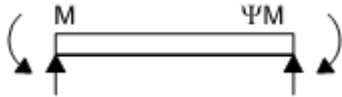

Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		2,7

Tabla 62. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 201135640^2} = 201135640 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} = \frac{\sqrt{713000 \cdot 275}}{M_{CR}} = 0,99$$

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 1,12$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,61$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 713000 \cdot \frac{275}{1,05} = 113.910.238 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 54.900.000 N · mm.

### 3.6.3.3.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{271}{7,5} < 70 \cdot 0,92$$

36,1 < 64,4.....CUMPLE

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 271 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 7,5 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

#### 3.6.3.3.4 PERTENECIENTE AL GRUPO E4

Las vigas del grupo E4 está formado por 2 perfiles normalizados IPE-270, cuyos valores máximos sobre la viga más desfavorable son:

$$M_f = 38,60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 30,888 \text{ kN}$$

$$N = 1,227 \text{ kN}$$

Siendo:

$M_f$ ; Momento flector máximo.

$N$ ; Esfuerzo axil máximo en la sección del perfil.

$V$ ; Esfuerzo cortante máximo sobre la sección del perfil.

#### 3.6.3.3.4.1 COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Según el apartado 6.1 del CTE-DB-SE-AE, es admisible utilizar el criterio de plastificación de Von Mises como modo comprobación de resistencia. Obteniendo una tensiones de cálculo, inferior a la resistencia de cálculo con la expresión 5.1.

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (5.1)$$

Según el apartado 4.5. del CTE-DB-SE-A, obtenemos la resistencia de cálculo “ $f_{yd}$ ”. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

Para obtener la tensión máxima de la sección utilizaremos las expresiones 5.2 y 5.3 usando los valores máximos en el perfil.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{V \cdot m_s}{b \cdot I} \quad (5.3)$$

$$\sigma = \frac{1227 \text{ N}}{4590 \text{ mm}^2} + \frac{38600000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{429000 \text{ mm}^3} = 90,24 \text{ N mm}^2$$

$$\tau = \frac{30888 \text{ N} \cdot 242000 \text{ mm}^3}{6,6 \text{ mm} \cdot 57900000 \text{ mm}^4} = 19,56 \text{ N mm}^2$$

$$\overline{\sigma^2 + 3\tau^2} = \overline{90,24^2 + 3 \cdot 19,56^2} = 96,39 \text{ N mm}^2$$

$96,39 \text{ N mm}^2 < f_{yd}$ ..... CUMPLE

Siendo:

- $A$ ; Área de la sección, de  $45,9 \text{ cm}^2$ .
- $W$ ; Módulo resistente, de  $429 \text{ cm}^3$ .
- $m_s$ ; Momento estático, de  $242 \text{ cm}^3$ .
- $I$ ; Momento de inercia, de  $5790 \text{ cm}^4$ .
- $b$ ; Espesor del alma, de  $6,6 \text{ mm}$ .

#### 3.6.3.3.4.2 COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Para la comprobación de flecha, comparamos el valor obtenido por Cype con lo expresado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE. En ella se considera el elemento estructural suficientemente rígido si la flecha relativa es inferior a  $L/300$ .

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,7 \text{ mm}$$

$8,757 \text{ mm} < L/300$ ..... CUMPLE

Siendo:

- $L$ ; Longitud de la viga, de  $5.000 \text{ mm}$ .

#### 3.6.3.3.4.3 COMPROBACIÓN A PANDEO LATERAL

Según el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A no es necesario la comprobación a pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra a una distancias menores de 40 veces el radio de giro.

$$D \leq 40 \cdot i_c = 40 \frac{\overline{i_{cg}}}{A_c} \quad (5.4)$$

En nuestro caso, el ala de nuestro dintel está comprimida y arriostrada a las correas, guardando una distancia de  $1,8$  metros entre ellas.

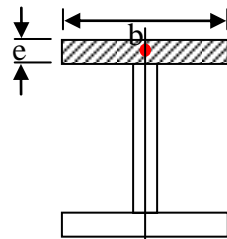
$$40 \frac{\frac{e \cdot b^3}{12}}{e \cdot b} = 40 \frac{\frac{10,2 \cdot 135^3}{12}}{10,2 \cdot 135} = 1559 \text{ mm}$$

5.000 mm < 1.559 mm.....NO CUMPLE

Siendo:

D; Distancia entre puntos de arriostramiento en el dintel, de 5 m.

$I_y^{cg}$ ; Momento de inercia respecto al eje y que pasa por el centro de gravedad de la sección comprimida perteneciente al perfil.



$$I_y^{cg} = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad (5.5)$$

e; Espesor de la sección correspondiente al perfil, de 10,2 mm.

b; Ancho del perfil comprimido, de 135 mm.

$A_c$ ; Área sometida a compresión.

$$A_c = e \cdot b \quad (5.6)$$

Al no cumplir el apartado 6.3.3.1 del CTE-DB-SE-A, debemos de realizar el apartado 6.3.3.2 de CTE-DB-SE-A que indica la posibilidad de que la viga pandee lateralmente, aplicando la expresión 5.7.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 429000 mm<sup>3</sup>.

$\gamma_{M1}$ , coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,05.

$\chi_{LT}$ ; El factor de reducción se podrá determinar a partir de la expresión 5.8.



$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} \leq 1 \quad (5.8)$$

Donde

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5.9)$$

$\alpha_{LT}$ ; Factor de imperfección según la tabla 6.10 de CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

Elemento	Límites	Curva de pandeo	$\alpha_{LT}$
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Tabla 63. Factor de imperfección

h; Altura del perfil, de 270 mm.

b; Anchura del perfil, de 135 mm.

$\lambda_{LT}$ ; La esbeltez relativa frente al pandeo lateral se determinará a partir de la expresión 5.10.

$$\lambda_{LT} = \frac{\overline{W_{el,y}} \cdot f_y}{M_{CR}} \quad (5.10)$$

Siendo:

$M_{CR}$ ; Momento crítico elástico de pandeo lateral. Se determinará según el apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.11.

$$M_{CR} = \overline{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} \quad (5.11)$$

$M_{LTv}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra. Según el apartado 5.2.3 del CTE-DB-SE-A las vigas con secciones esbeltas se adoptará  $M_{LTv} = 0$ .

$M_{LTW}$ ; Componente de  $M_{CR}$  que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra. Se determinará según el punto 4 del apartado 6.3.3.3 del CTE-DB-SE-A con la expresión 5.12.

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} C_1 \cdot i_{f,z}^2 \quad (5.12)$$

$$M_{LTW} = 429000 \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} 2,93 \cdot 30,2^2 = 95042496 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Siendo:

$W_{el,y}$ ; Módulo resistente elástico de la sección, de 429000 mm<sup>3</sup>.

E; Módulo elástico del Acero 275, de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$i_{f,z}$ ; Radio de giro respecto al eje de menor inercia de la sección, de 30,2 mm.

$L_C$ ; Distancia entre apoyos que impidan el pandeo lateral, de 5000 mm.

$C_1$ ; Factor que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y momentos flectores, su valor se obtiene según la tabla 6.7 del CTE-DB-SE-A. Para nuestro caso, el resultado obtenido está mostrado en la tabla de este documento.

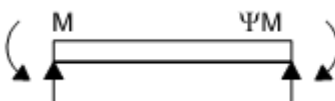
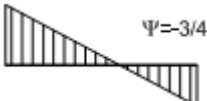
Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	$C_1$
		2,93

Tabla 64. Valor de  $C_1$

Resumen:

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{0 + 95042496^2} = 95042496 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{W_{el,y} \cdot f_y}}{M_{CR}} = \frac{\sqrt{429000 \cdot 275}}{95042496} = 1,11$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot 1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - 0,2 + \lambda_{LT}^2 = 1,21$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} = 0,59$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot 429000 \cdot \frac{275}{1,05} = 66.290.714 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f < M_{b,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$M_f$ ; Máximo momento flector en el perfil, de 38.600.000 N · mm.

### 3.6.3.3.4 COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

Según el apartado 6.3.3.4 del CTE-DB-SE-A no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla la expresión 5.13.

$$\frac{h_1}{e} < 70 \cdot \varepsilon \quad (5.13)$$

Donde

$$\varepsilon = \frac{\overline{f_{ref}}}{f_y} \quad (5.14)$$

$$\frac{220}{6,6} < 70 \cdot 0,92$$

$$33,3 < 64,4 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$h_1$ ; Altura del alma del perfil, de 220 mm.

$e$ ; Espesor del alma del perfil, de 6,6 mm.

$\varepsilon$ ; Coeficiente de tensión límite elástico del material que se obtiene con la expresión 5.14.

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE-A, su valor es 275 N/mm<sup>2</sup>.

$f_{ref}$ ; Tensión del límite elástico de referencia, su valor es 235 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.6.4 COMPROBACIONES DE LAS UNIONES EN LAS OFICINAS

El Cype descompone los esfuerzos del nudo y determina las tensiones en cada uno de los cordones de soldadura de la unión, obligando al Cype a cumplir la norma CTE.

En el caso de una unión empotrada se obtienen tres tipos de cordones distintos.

Según el apartado 8.2 del CTE-BD-SE-A, las uniones se comprobarán a resistencia.

Los esfuerzos transmitidos al cordón de soldadura por unidad de longitud se descomponen cada una en componentes de tensión normal y tangencial al plano de la garganta, suponiendo que la distribución de tensiones es uniforme a lo largo de él, como podemos observar en la figura 36.

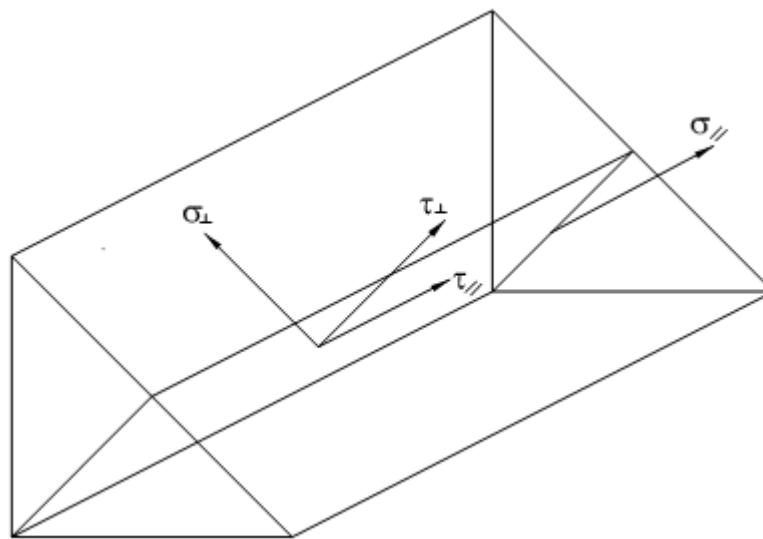


Figura 36. Tensiones en la sección de garganta

Según el punto 3 del apartado 8.6.2 del CTE DB SE-A, las soldaduras en ángulo serán suficientes si cumple la expresión 6.1. y 6.2.

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (6.1)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.2)$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{430 \text{ N mm}^2}{0,85 \cdot 1,25} = 404,7 \text{ N mm}^2 = 404,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{430 \text{ N mm}^2}{1,25} = 344 \text{ MPa}$$

Siendo:

$\sigma_{\perp}$ ; Tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

$\tau_{\perp}$ ; Tensión tangencial perpendicular al eje del cordón.

$\tau_{\parallel}$ ; Tensión tangencial paralela al cordón.

$f_u$ ; Resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión. Se obtiene según la tabla 8.1 del CTE-DB-SE-A. Su valor es de 430 N/mm<sup>2</sup>.

$\beta_w$ ; Coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1 del CTE-DB-SE-A, en función del tipo de acero. Su valor es 0,85.

$\gamma_{M2}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión, se obtiene del apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,25.

### 3.6.4.1 UNIONES EN CUBIERTA

Utilizaremos los valores tensionales que nos da el Cype para cada una de las soldaduras de la unión y comprobar que cumple la normativa del CTE.

#### 3.6.4.1.1 NUDO EN PILAR CENTRAL

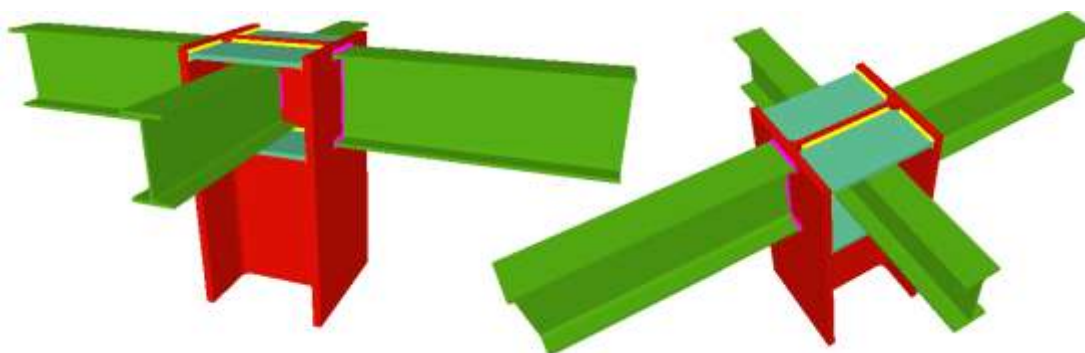


Figura 37. Nudo central en cubierta

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Rigidizador superior a las alas del pilar	11,7	11,7	0,0	20,55
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	0,0	0,00
Rigidizador inferior a las alas del pilar	14,6	14,6	0,0	25,57
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	0,0	0,00
Ala superior de la viga izquierda al ala del pilar	56,9	56,9	0,3	98,84
Alma de la viga izquierda al ala del pilar	50,5	50,5	10,4	89,59
Ala inferior de la viga izquierda al ala del pilar	64,1	64,1	0,3	111,31
Ala superior de la viga derecha al ala del pilar	57,5	57,5	0,3	99,88
Alma de la viga derecha al ala del pilar	50,4	50,4	10,4	89,42
Ala inferior de la viga derecha al ala del pilar	64,7	64,7	0,3	112,35
Alma de la viga a un lado del pilar	20,8	20,8	1,0	36,36
Alma de la viga al otro lado del pilar	22,7	22,7	1,0	39,64

Tabla 65. Nudo central en cubierta

$$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

## 3.6.4.1.2 NUDO EN LA ESQUINA

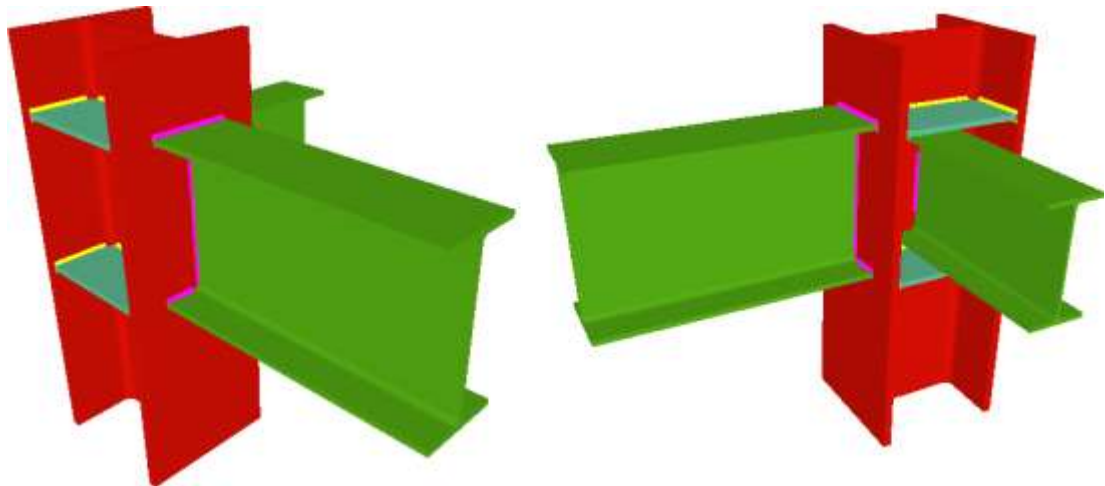


Figura 38. Nudo de esquina en cubierta

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga al ala del pilar	39,0	39,0	0,3	67,84
Alma de la viga al ala del pilar	36,5	36,5	6,3	64,44
Ala inferior de la viga al ala del pilar	45,6	45,6	0,3	79,27
Rigidizador superior a las alas del pilar	7,3	7,3	0,0	12,93
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	6,2	10,74
Rigidizador inferior a las alas del pilar	9,5	9,5	0,0	16,74
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	6,2	10,74
Alma de la viga al alma del pilar	33,8	33,8	0,9	58,85

Tabla 66. Nudo central en cubierta

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

## 3.6.4.1.3 NUDO EN LA CARA

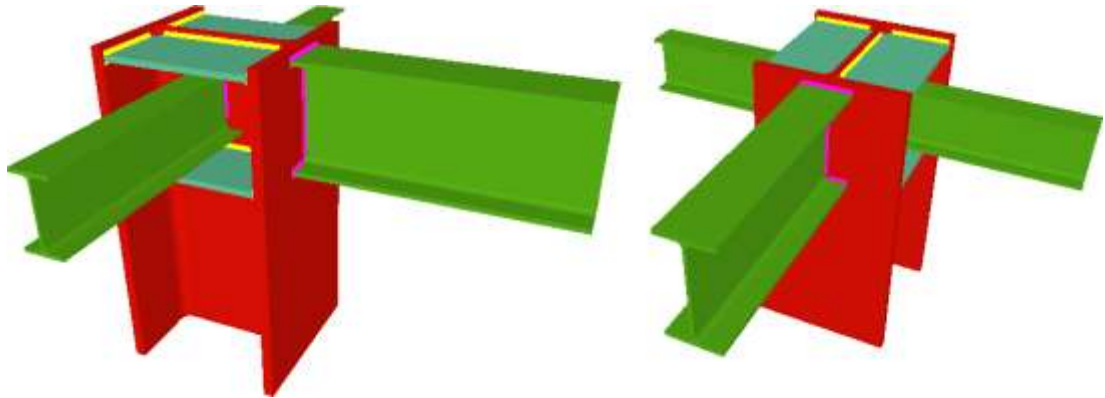


Figura 39. Nudo lateral en cubierta

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga al ala del pilar	61,8	61,8	0,5	107,33
Alma de la viga al ala del pilar	59,7	59,7	10,8	105,37
Ala inferior de la viga al ala del pilar	73,2	73,2	0,5	127,08
Rigidizador superior a las alas del pilar	12,9	12,9	0,0	22,63
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	11,1	19,23
Rigidizador inferior a las alas del pilar	17,1	17,1	0,0	29,91
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	11,1	19,23
Alma de la viga a un lado del pilar	33,8	33,8	0,9	58,85
Alma de la viga al otro lado del pilar	37,3	37,3	0,9	64,91

Tabla 67. Nudo lateral en cubierta

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$



### 3.6.4.2 NUDO EN LA ENTREPLANTA

Utilizaremos los valores tensionales que nos da el Cype para cada una de las soldaduras de la unión y comprobar que cumple la normativa del CTE.

#### 3.6.4.2.1 NUDO EN PILAR CENTRAL

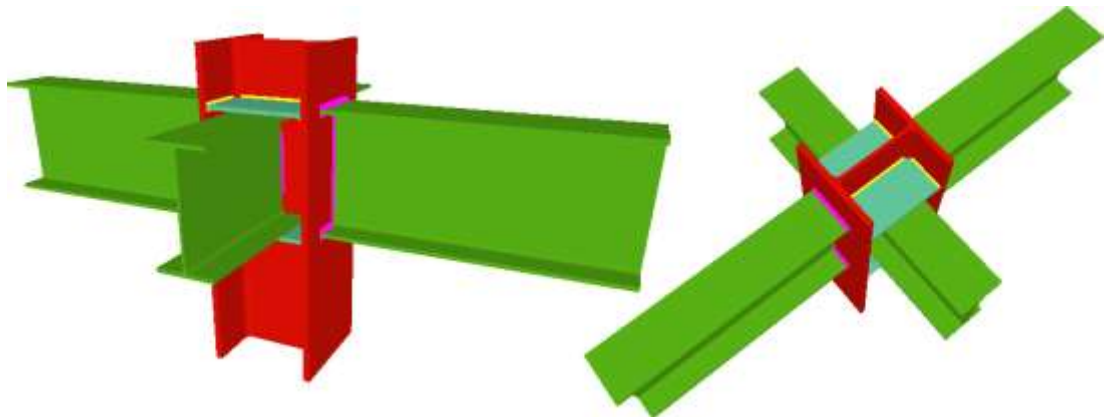


Figura 40. Nudo central de entreplanta

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Rigidizador superior a las alas del pilar	179,6	179,6	0,1	311,36
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	27,4	47,46
Rigidizador inferior a las alas del pilar	182,8	128,8	0,1	223,50
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	27,4	47,46
Ala superior de la viga izquierda al ala del pilar	184,6	184,6	0,1	320,03
Alma de la viga izquierda al ala del pilar	143,3	143,3	100,7	303,59
Ala inferior de la viga izquierda al ala del pilar	186,9	186,9	0,1	324,01

Ala superior de la viga derecha al ala del pilar	140,6	140,6	0,2	243,82
Alma de la viga derecha al ala del pilar	106,1	106,1	68,9	219,36
Ala inferior de la viga derecha al ala del pilar	142,1	142,1	0,0	246,41
Alma de la viga a un lado del pilar	1,5	1,5	1,0	3,35
Alma de la viga al otro lado del pilar	2,3	2,3	6,0	11,23

Tabla 68. Nudo central de entreplanta

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

### 3.6.4.2.2 NUDO EN LA ESQUINA

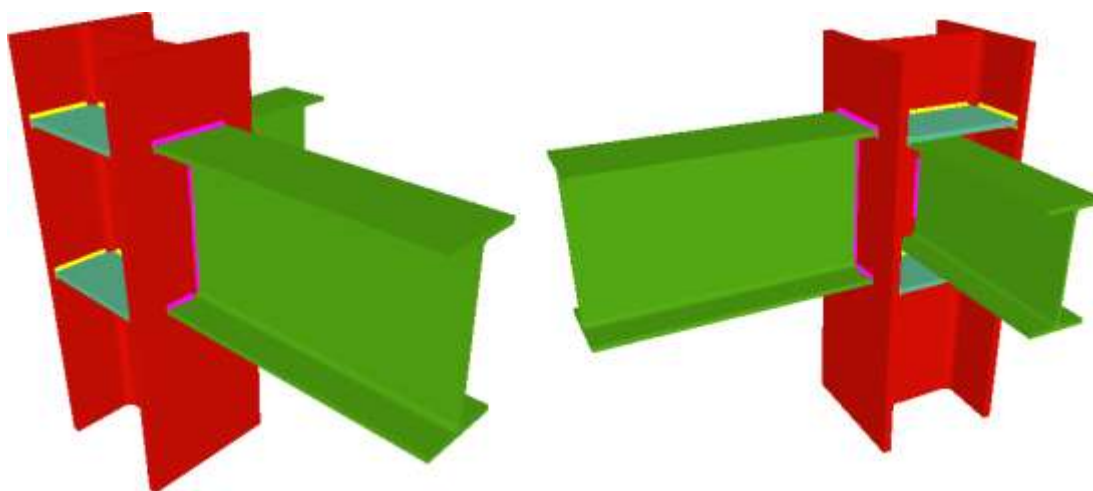


Figura 50. Nudo de esquina de entreplanta

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2$
Ala superior de la viga al ala del pilar	70,0	70,0	0,0	121,53
Alma de la viga al ala del pilar	59,5	59,5	42,0	126,38

Ala inferior de la viga al ala del pilar	70,2	70,2	0,0	121,88
Rigidizador superior a las alas del pilar	46,7	46,7	0,0	81,17
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	28,2	48,84
Rigidizador inferior a las alas del pilar	46,9	46,9	0,0	81,52
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	28,2	48,84
Alma de la viga al alma del pilar	3,3	3,3	0,6	6,09

Tabla 69. Nudo central de entreplanta

$$\overline{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

### 3.6.4.2.3 NUDO EN LA CARA

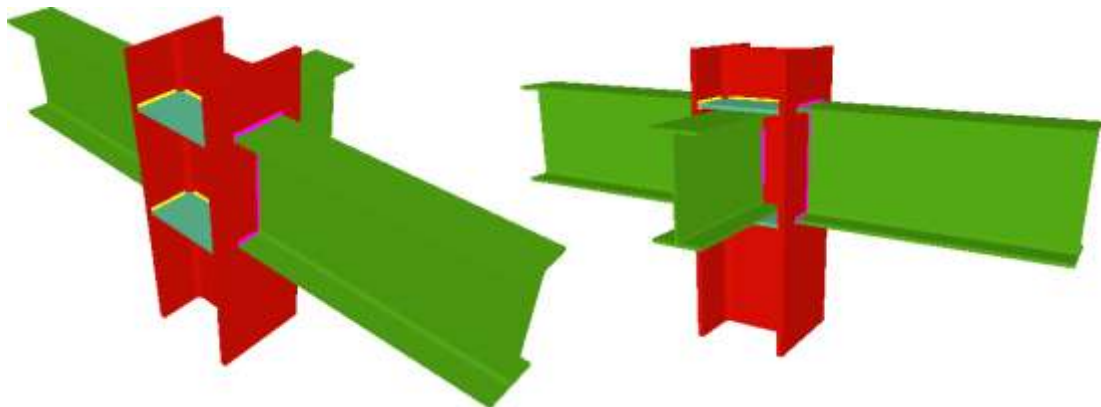


Figura 51. Nudo lateral de entreplanta

Descripción de la soldadura	Von Mises			8.6.2 del CTE DB SE-A
	$\sigma_{\perp}$ MPa	$\tau_{\perp}$ MPa	$\tau_{\parallel}$ MPa	$\overline{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$
Ala superior de la viga al ala del pilar	70,0	70,0	0,0	121,53
Alma de la viga al ala del pilar	59,5	59,5	42,0	126,38

Ala inferior de la viga al ala del pilar	70,2	70,2	0,0	121,88
Rigidizador superior a las alas del pilar	46,7	46,7	0,0	81,17
Rigidizador superior al alma del pilar	0,0	0,0	28,2	48,84
Rigidizador inferior a las alas del pilar	46,9	46,9	0,0	81,52
Rigidizador inferior al alma del pilar	0,0	0,0	28,2	48,84
Alma de la viga al alma del pilar	3,3	3,3	0,6	6,09

Tabla 70. Nudo lateral de entreplanta

$$\overline{\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ MPa} \dots \text{CUMPLE}$$

### 3.7 CÁLCULOS DE CRUCES DE SAN ANDRES

Entre los dos primeros pórticos y los dos últimos pórticos pertenecientes a la nave de este proyecto, existen arriostramientos mediante Cruces de San Andrés, para impedir desplazamiento longitudinal de la estructura cuando el viento incida sobre las caras de la nave.

El paquete de cálculo de estructura de Cype, nos calcula las tensiones axiales a las que están sometidos los tirantes que forman las Cruces de San Andrés. Utilizaremos los valores que nos ofrece el programa para realizar la correspondiente comprobación de resistencia a tracción con el CTE.

Como todos los tirantes son de la misma sección, realizaremos la comprobación del CTE con el tirante que sufre mayor esfuerzo axial.

$$N_{max} = 102 \text{ N}$$

EL arriostramiento está colocado tanto en cubierta como en los laterales, trabajando únicamente a tracción, así pues, según es apartado 6.2.3 de CTE-DB-SE-A, la resistencia de las secciones a tracción se comprobará con la expresión 7.1.

$$N_{max} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \quad (7.1)$$

Donde:

$$A = \pi \cdot \frac{\Phi}{2}^2 \quad (7.2)$$

$$N_{pl,Rd} = \pi \frac{6 \text{ mm}^2}{2} \cdot 261,90 \text{ N mm}^2 = 7.405 \text{ N}$$

$$N_{max} < N_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$A$ ; Área de sección circular del perfil, cuyo diámetro es de 6 mm.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

### 3.8 CÁLCULO DE LAS PLACAS DE ANCLAJE

Para los pilares de toda la estructura de la nave se ha seleccionado 8 tipo de placas de anclaje que podemos diferenciar en la figura 52.

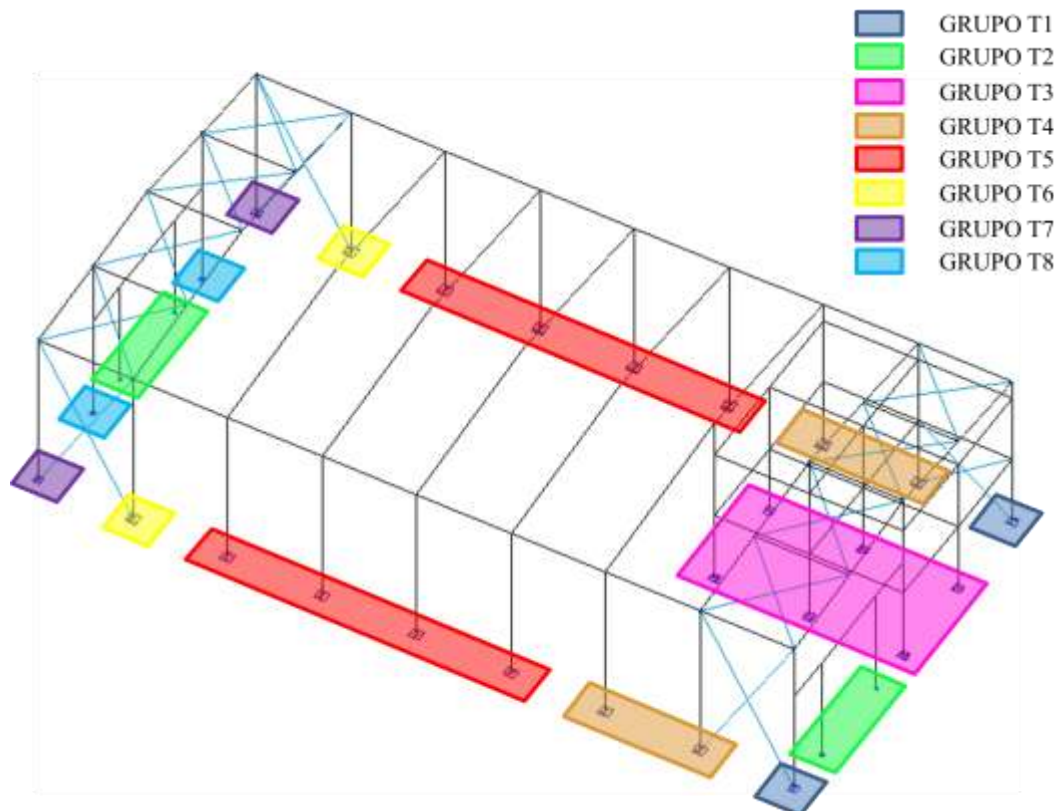


Figura 52. Tipos de placas de anclaje

### 3.8.1 PLACAS DE ANCLAJE T1

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.

Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_f = 5,91 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fy} = 0,21 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fz} = 5,91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 4,503 \text{ kN} \quad V_y = 4,499 \text{ kN} \quad V_z = 0,190 \text{ kN}$$

$$N = 48,027 \text{ kN}$$

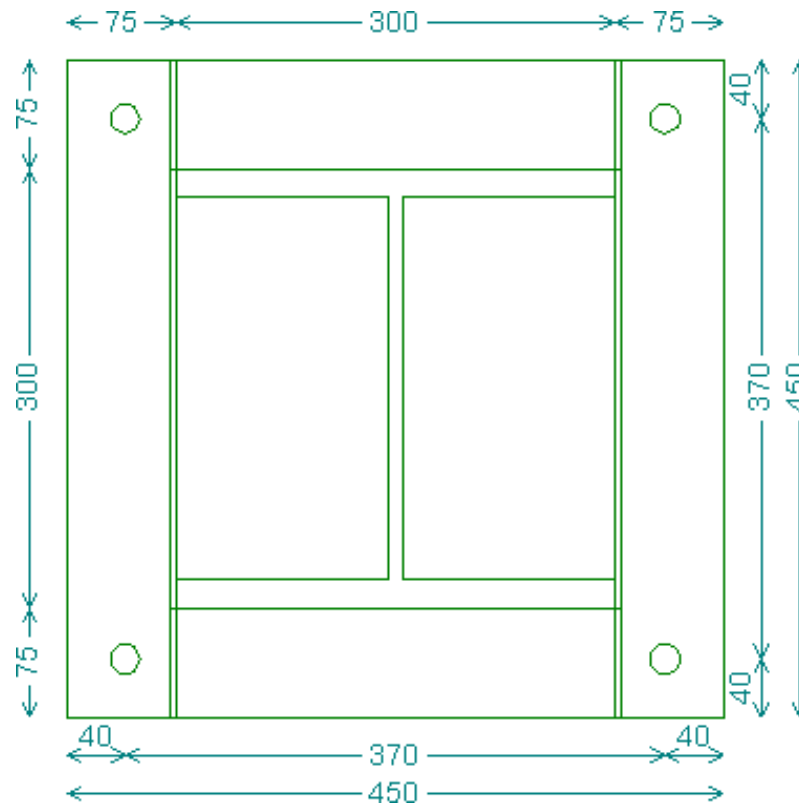


Figura 53. Placa T1

- La placa base tendrá un espesor de 18 mm
- 4 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 20 mm
  - Longitud de anclaje 600 mm.
- 2 rigidizadores paralelos al alma del perfil
  - Espesor 5 mm
  - Altura 100 mm
  - Borde 30 mm
- Zapata 215x215x70 cm, de HA 25

### 3.8.1.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

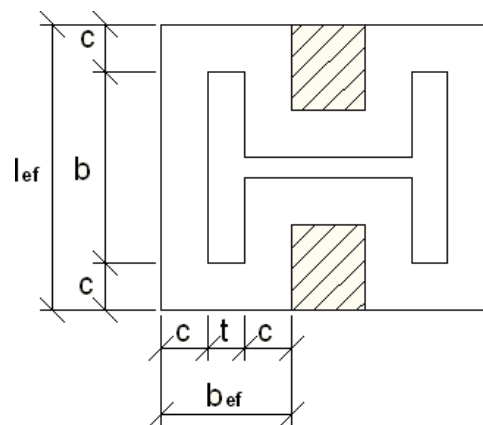


Figura 54. Parámetros eficaces

$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 18 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 300 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 19 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura



$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.

$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\sqrt{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{\sqrt{1150 \cdot 1150}}{450 \cdot 450} = 2,6$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 450x450 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 700 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
1150	1150

Tabla 71. Dimensiones del área portante equivalente

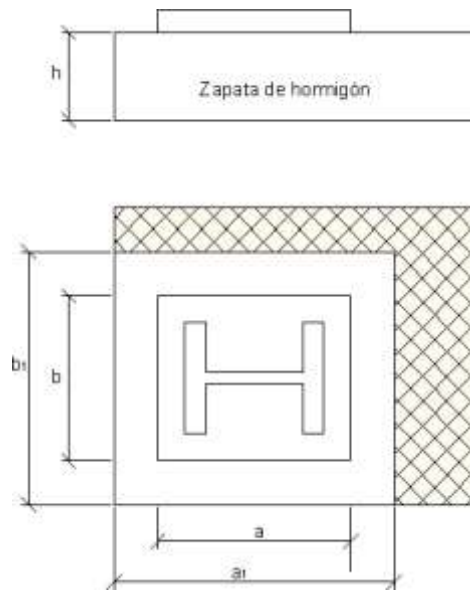


Figura 55. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2 \cdot 3 \cdot 2,6 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 43,3 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 18 \frac{261,90}{3 \cdot 43,3} = 25,56 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 19 \text{ mm} = 70,12 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 300 \text{ mm} = 351,12 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 1066069 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 48.027 N

Según el apartado 3 del anexo 19 del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE. Para determinar si se trata de un caso de compresión compuesta debe cumplir la expresión 8.7 o flexión compuesta si se cumple la expresión 8.8 siendo “e” la excentricidad mecánica que se obtiene de la expresión 8.6.

$$e = \frac{M_f}{N} \quad (8.6)$$

$$\text{Compresión compuesta, } e \leq \frac{a}{6} \quad (8.7)$$

$$\text{Flexión compuesta, } e > \frac{a}{6} \quad (8.8)$$

$$e = \frac{5910000}{48027} = \frac{M_f}{N} = 123 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{450}{6} = 75 \text{ mm}$$

Al tratarse de un caso de flexión compuesta, se ha de obtener el esfuerzo de tracción que absorbe el perno de anclaje y la tensión de compresión que existe en la superficie del hormigón, para ello se debe emplear las ecuaciones de equilibrio.

Para ahorrarnos deducir las ecuaciones de equilibrio de la figura, la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE ha desarrollado el Modelo simplificado para gran excentricidad. Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N \cdot 0,5a - d}{a \cdot b \cdot 0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N \cdot 0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -48027 + \frac{5910000 + 48027 \cdot 0,5 \cdot 450 - 40}{0,875 \cdot 450 - 40} = 6204 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4 \cdot 5910000 + 48027 \cdot 0,5 \cdot 450 - 40}{450 \cdot 450 \cdot 0,875 \cdot 450 - 40} = 0,82 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 450x450 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 40 mm.

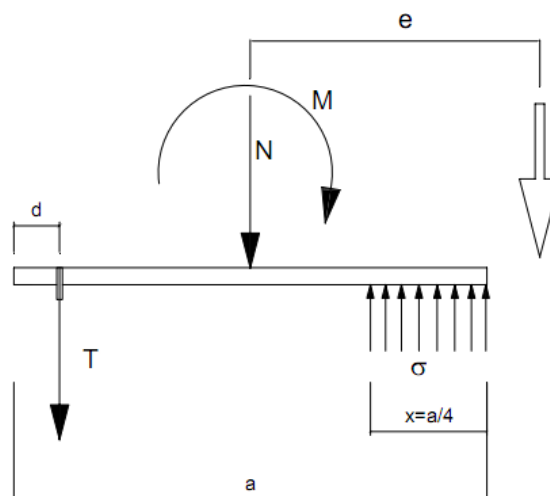


Figura 56. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.1.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 4 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 20 mm, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, el área resistente para un perno de 20 mm, es de  $A_s = 245 \text{ mm}^2$
- Longitud de anclaje 600 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de  $240 \text{ N/mm}^2$ .

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de  $400 \text{ N/mm}^2$ .

$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

### 3.8.1.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 6204 \text{ N}$$

Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\varnothing \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_S \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$

$$\varnothing = \frac{4 \cdot 6204}{4 \cdot \pi \cdot 320} = 2,28 \text{ mm}$$

$\varnothing < 20 \text{ mm}$ .....CUMPLE

$$A_S = \frac{3,3}{1000} \cdot 450 \cdot 450 = 668,25 \text{ mm}^2$$

$A_S < 4 \cdot 245 = 980 \text{ mm}^2$ .....CUMPLE

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, de 245 mm

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 450x450 mm

### 3.8.1.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro término la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta última del subapartado a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 48027 = 14408 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 48.027 N

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 550 \cdot 450}{1,25} = 63.360 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 245 mm<sup>2</sup>.

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5 f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 450}{1,25} = 198.000 \text{ N}$$

Siendo:

$A$ ; Área resistente a tracción del perno, de 245 mm<sup>2</sup>.

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} = 14408 + 4 \cdot 63360 = 267848 \text{ N}$$

$$V < F_{V,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$V$ ; Cortante máximo que existe en la placa, de 4.503 N

Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.



$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 4 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 450}{1,25} = 712800 \text{ N}$$

$$N < F_{t,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$N$ ; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 48.027 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{4503}{267848} + \frac{6204}{1,4 \cdot 712800} = 0,023$$

$$0,023 < 1 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 4503 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axil de cálculo por tornillo,  $T = 6204 \text{ N}$

### 3.8.1.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing \quad (8.22)$$

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_S \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{48027 \text{ N}}{192 \text{ N } mm^2} = 250 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_S = 4 \cdot 245 = 980 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 = 1,2 \cdot 20^2 = 480 \text{ mm}$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing = \frac{400}{20} \cdot 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 480 \cdot 1 \cdot \frac{250}{980} = 123 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} < L \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 600 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axial sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, en este caso es 4.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de 192  $N \text{ mm}^2$

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 245  $mm^2$ .

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.1.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES

Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{18^2 \cdot 250}{4} = 20250 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{0,82 \cdot 450}{4} \frac{3 \cdot 450}{8} - \frac{300}{2} = 1730 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al no cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , se debe de colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 18 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$a$ ; Lado de la basa, de 450 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,82 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$

Resumen:

$$l = \frac{b-h}{2} = \frac{450-300}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{0,82 \cdot 75^2}{2} = 2306 \text{ N}$$

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} = \frac{6 \cdot 2306}{250} = 7,43 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 18 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$b$ ; Lado de la basa, de 450 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,82 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de los rigidizadores se obtiene con la expresión 8.30.

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} \quad (8.30)$$

Donde

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} \quad (8.31)$$

Resumen:

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} = \frac{0,82 \cdot 450 \cdot 450}{8} = 20756 \text{ N}$$

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} = \frac{2 \cdot 20756}{328 \cdot 450 - 300} = 0,84 \text{ mm}$$

$t_R > e_R$ .....CUMPLE

Siendo:

$t_R$ ; Espesor de los rigidizadores, de 5 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$a$  y  $b$ ; Lados de la basa, de 450x450 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,82 \text{ N mm}^2$

$f_{ud}$ ; Resistencia última de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,25$

$$f_{yd} = \frac{410}{1,25} = 328 \text{ N } mm^2$$

### 3.8.2 PLACAS DE ANCLAJE T2

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.

Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_f = 0 \text{ kN} \cdot m$$

$$V = 0 \text{ kN}$$

$$N = 1,06 \text{ kN}$$

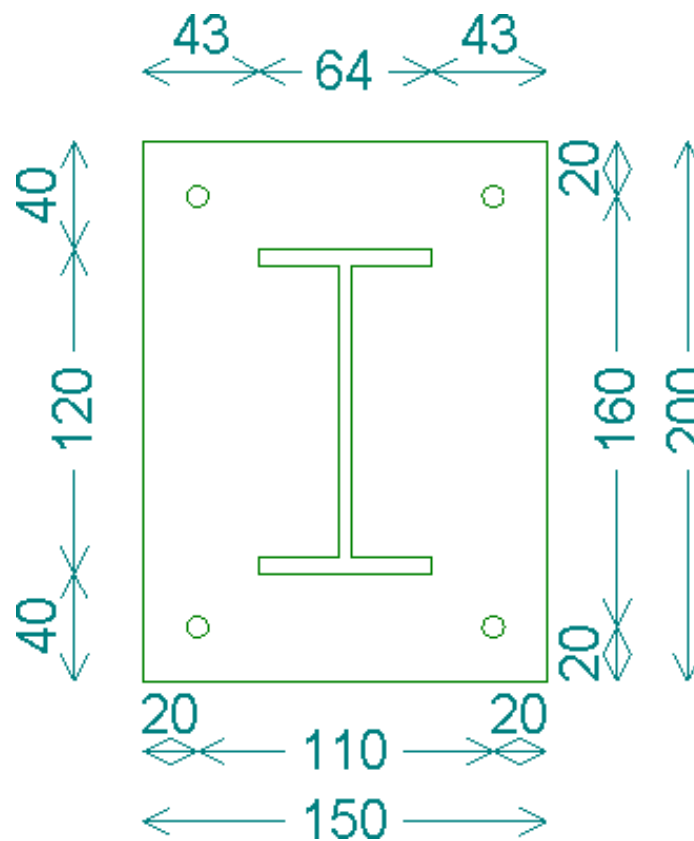


Figura 57. Placa T2

- La placa base tendrá un espesor de 7 mm
- 4 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 8 mm
  - Longitud de anclaje 300 mm.
- Zapata 70x70x40 cm, de HA 25

### 3.8.2.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

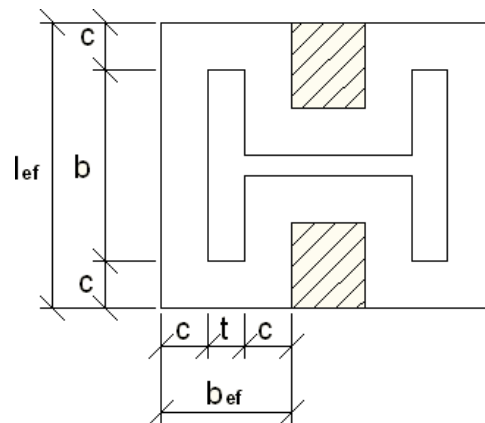


Figura 58. Parámetros eficaces

$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 7 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 64 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 6,3 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.



$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\overline{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{600 \cdot 550}{200 \cdot 150} = 3,3$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 200x150 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 400 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
600	550

Tabla 72. Dimensiones del área portante equivalente

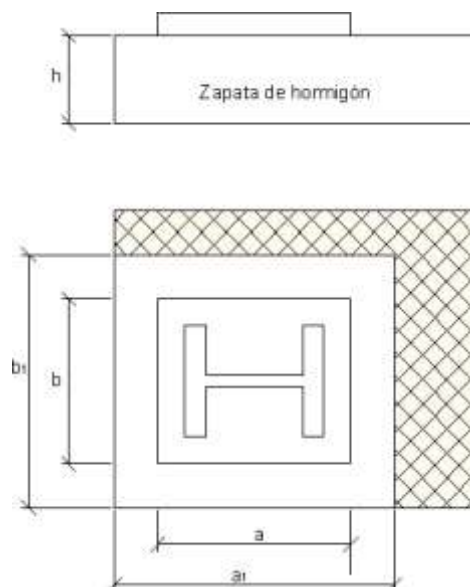


Figura 59. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2 \cdot 3 \cdot 3,3 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 55 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 7 \frac{261,90}{3 \cdot 55} = 8,82 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 6,3 \text{ mm} = 23,94 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 300 \text{ mm} = 81,64 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 107.495 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 1.060 N

Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N \cdot 0,5a - d}{a \cdot b \cdot 0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N \cdot 0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -1060 + \frac{0 + 1060 \cdot 0,5 \cdot 200 - 20}{0,875 \cdot 200 - 20} = 512,9 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4 \cdot 0 + 1060 \cdot 0,5 \cdot 200 - 20}{200 \cdot 150} = 0,16 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 200x150 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 20 mm.

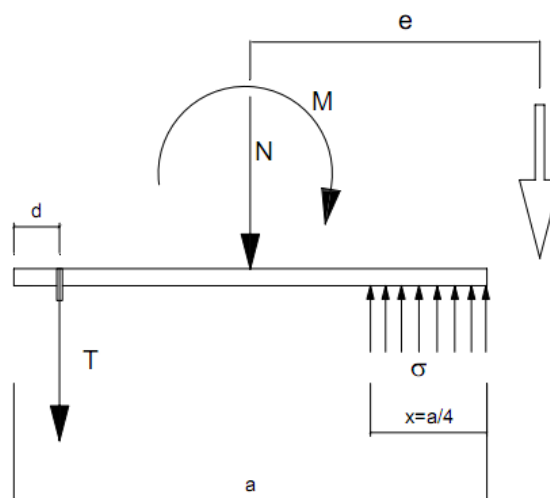


Figura 60. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.2.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 4 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 8 mm
- Longitud de anclaje 300 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 240 N/mm<sup>2</sup>.

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

### 3.8.2.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 512,9 \text{ N}$$

Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\varnothing \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_S \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$

$$\varnothing = \frac{4 \cdot 512,9}{4 \cdot \pi \cdot 320} = 0,71 \text{ mm}$$

$$\varnothing < 8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$A_S = \frac{3,3}{1000} \cdot 200 \cdot 150 = 99 \text{ mm}^2$$

$$A_S < n \cdot \frac{\pi \varnothing^2}{4} = 4 \cdot 50,2 = 201 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$$A_S; \text{ Área resistente a tracción del perno, según } A_S = \frac{\pi \varnothing^2}{4} = 50,2 \text{ mm}^2$$

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 200x150 mm

### 3.8.2.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro término la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta última del subapartado a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 1060 = 318 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 48.027 N

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 550 \cdot 50}{1,25} = 7.040 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, de  $\frac{\pi\phi^2}{4} = 50 \text{ mm}^2$

$\alpha_b = 0,44 - 0,0003f_{yb}$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 50}{1,25} = 22.000 \text{ N}$$

Siendo:

$A_s$ ; Área resistente a tracción del perno, de  $\frac{\pi\phi^2}{4} = 50 \text{ mm}^2$

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} = 318 + 4 \cdot 7040 = 28478 \text{ N}$$

$V < F_{V,Rd}$ .....CUMPLE

Siendo:

$V$ ; Cortante máximo que existe en la placa, de 0 N

Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 4 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 50}{1,25} = 79200 \text{ N}$$

$N < F_{t,Rd}$ .....CUMPLE

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, de  $\frac{\pi\phi^2}{4} = 50 \text{ mm}^2$

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$N$ ; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 1060 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{0}{28478} + \frac{513}{1,4 \cdot 79200} = 0,004$$

0,004 < 1.....CUMPLE

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 0 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axil de cálculo por tornillo,  $T = 513 \text{ N}$

### 3.8.2.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$l_{b,neta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \quad (8.22)$$



$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{1060 \text{ N}}{192 \text{ N mm}^2} = 5,52 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s = 4 \cdot 50 = 200 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 1,2 \cdot 8^2 = 76,8 \text{ mm}$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = \frac{400}{20} \cdot 8 = 160 \text{ mm}$$

$$l_{b,neta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 160 \cdot 1 \cdot \frac{5,52}{200} = 4,42 \text{ mm}$$

$$l_{b,neta} < L \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 300 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axil sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de  $192 \text{ N mm}^2$

$A_s$ ; Área resistente a tracción del perno, de  $\frac{\pi\phi^2}{4} = 50 \text{ mm}^2$

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.2.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES

Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{8^2 \cdot 250}{4} = 4000 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{0,16 \cdot 200}{4} \frac{3 \cdot 200}{8} - \frac{120}{2} = 120 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , no estamos obligados a colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 18 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$a$ ; Lado de la basa, de 450 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,82 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$

Resumen:

$$l = \frac{b-h}{2} = \frac{150-120}{2} = 15$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{0,16 \cdot 15^2}{2} = 18$$

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} = \frac{\overline{6 \cdot 18}}{250} = 0,66 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 8 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil IPE 120

$b$ ; Lado de la basa, de 150 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,16 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

### 3.8.3 PLACAS DE ANCLAJE T3

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.

Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_f = 9,89 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fy} = 9,77 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fz} = 1,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 8,175 \text{ kN} \quad V_y = 0,657 \text{ kN} \quad V_z = 8,149 \text{ kN}$$

$$N = 72,220 \text{ kN}$$

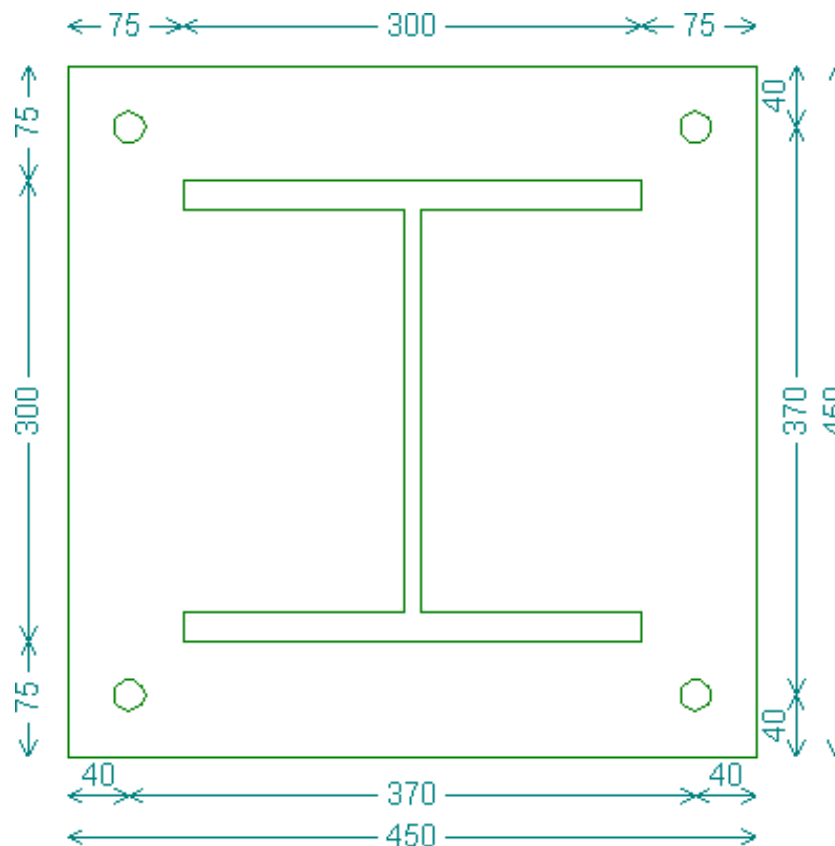


Figura 61. Placa T3

- La placa base tendrá un espesor de 18 mm
- 4 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 20 mm
  - Longitud de anclaje 300 mm.
- Zapata 135x135x40 cm, de HA 25

### 3.8.3.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

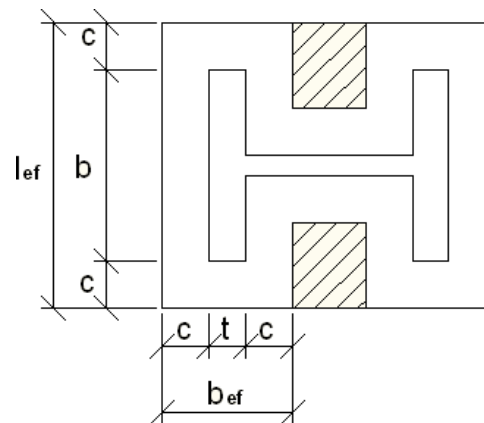


Figura 62. Parámetros eficaces

$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 18 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 300 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 19 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.

$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\overline{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{\overline{850 \cdot 850}}{450 \cdot 450} = 1,9$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 450x450 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 400 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
850	850

Tabla 73. Dimensiones del área portante equivalente

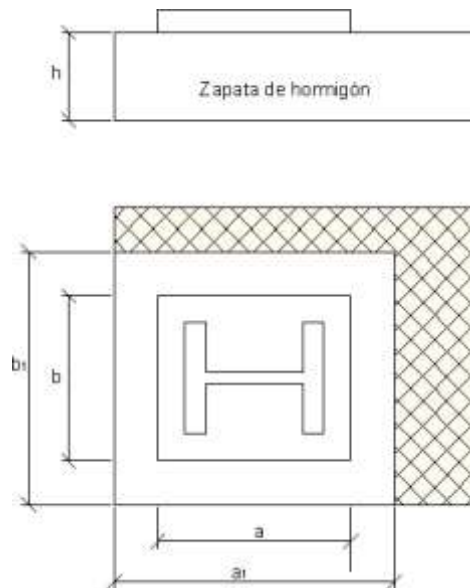


Figura 63. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2 \cdot 3 \cdot 1,9 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 31,7 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 18 \frac{261,90}{3 \cdot 31,7} = 29,87 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 19 \text{ mm} = 78,74 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 300 \text{ mm} = 359,74 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 897.931 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 72.220 N

Según el apartado 3 del anexo 19 del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE. Para determinar si se trata de un caso de compresión compuesta debe cumplir la expresión 8.7 o flexión compuesta si se cumple la expresión 8.8 siendo “e” la excentricidad mecánica que se obtiene de la expresión 8.6.

$$e = \frac{M_f}{N} \tag{8.6}$$

$$\text{Compresión compuesta, } e \leq \frac{a}{6} \tag{8.7}$$

$$\text{Flexión compuesta, } e > \frac{a}{6} \tag{8.8}$$

$$e = \frac{M_f}{N} = \frac{9890000}{72220} = 137 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{450}{6} = 75 \text{ mm}$$



Al tratarse de un caso de flexión compuesta, se ha de obtener el esfuerzo de tracción que absorbe el perno de anclaje y la tensión de compresión que existe en la superficie del hormigón, para ello se debe emplear las ecuaciones de equilibrio.

Para ahorrarnos deducir las ecuaciones de equilibrio de la figura, la Universidad de Castilla-la Mancha basándose en el CTE ha desarrollado el Modelo simplificado para gran excentricidad. Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N \cdot 0,5a - d}{a \cdot b \cdot 0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N \cdot 0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -72220 + \frac{9890000 + 72220 \cdot 0,5 \cdot 450 - 40}{0,875 \cdot 450 - 40} = 6493 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4 \cdot 9890000 + 72220 \cdot 0,5 \cdot 450 - 40}{450 \cdot 450 \cdot 0,875 \cdot 450 - 40} = 1,30 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 450x450 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 40 mm.

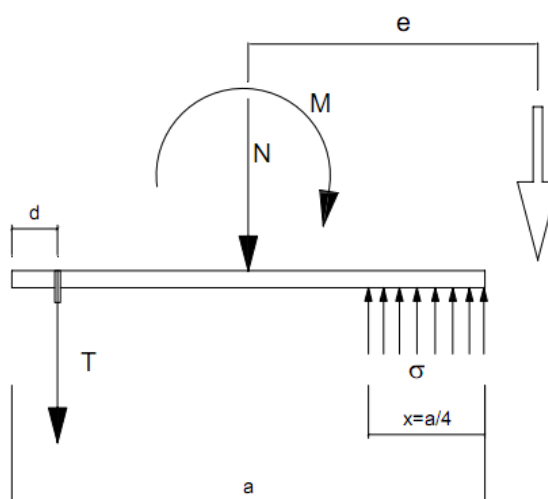


Figura 64. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.3.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 4 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 20 mm, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, el área resistente para un perno de 20 mm, es de  $A_s = 245 \text{ mm}^2$
- Longitud de anclaje 300 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 240 N/mm<sup>2</sup>.

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

### 3.8.3.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 6493 \text{ N}$$

Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\phi \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_S \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$

$$\varnothing = \frac{4 \cdot 6493}{4 \cdot \pi \cdot 320} = 2,54 \text{ mm}$$

$\varnothing < 20 \text{ mm}$ .....CUMPLE

$$A_s = \frac{3,3}{1000} \cdot 450 \cdot 450 = 668,25 \text{ mm}^2$$

$A_s < 4 \cdot 245 = 980 \text{ mm}^2$ .....CUMPLE

Siendo:

$A_s$ ; Área resistente a tracción del perno, de 245.

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 450x450 mm

### 3.8.3.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro término la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta última del subapartado a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 72220 = 21666 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 72.220N

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 550 \cdot 450}{1,25} = 63.360 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 245 mm<sup>2</sup>.

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003f_{yb}$$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 450}{1,25} = 198.000 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 245 mm<sup>2</sup>.

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} = 21666 + 4 \cdot 63360 = 275106 \text{ N}$$

$$V < F_{V,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

V; Cortante máximo que existe en la placa, de 8.175 N

Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 4 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 450}{1,25} = 712800 \text{ N}$$

$$N < F_{t,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

n; Número de pernos, es este caso es 4.

N; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 72.220 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{8175}{275106} + \frac{6493}{1,4 \cdot 712800} = 0,036$$

$$0,036 < 1 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 8.175 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axial de cálculo por tornillo,  $T = 6493 N$

### 3.8.3.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$l_{b,meta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing \quad (8.22)$$

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{72220 N}{192 N/mm^2} = 376 mm^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s = 4 \cdot 245 = 980 mm^2$$

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 = 1,2 \cdot 20^2 = 480 mm$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing = \frac{400}{20} \cdot 20 = 400 mm$$

$$l_{b,meta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 480 \cdot 1 \cdot \frac{376}{980} = 184 mm$$

$l_{b,neto} < L$ .....CUMPLE

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 300 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axil sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de  $192 \text{ N mm}^2$

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de  $245 \text{ mm}^2$ .

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.3.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES

Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$



$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{18^2 \cdot 250}{4} = 20.250 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{1,30 \cdot 450}{4} \frac{3 \cdot 450}{8} - \frac{300}{2} = 2.742 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , no es obligatorio colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 18 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$a$ ; Lado de la basa, de 450 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,82 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$

Resumen:

$$l = \frac{b - h}{2} = \frac{450 - 300}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{1,30 \cdot 75^2}{2} = 3656 \text{ N}$$

$$e = \frac{6M}{f_{yd}} = \frac{6 \cdot 3656}{250} = 9,36 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 18 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$b$ ; Lado de la basa, de 450 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,82 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

### 3.8.4 PLACAS DE ANCLAJE T4

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.

Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_f = 6,64 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fy} = 3,07 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fz} = 5,89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 4,599 \text{ kN} \quad V_y = 4,443 \text{ kN} \quad V_z = 1,191 \text{ kN}$$

$$N = 72,220 \text{ kN}$$

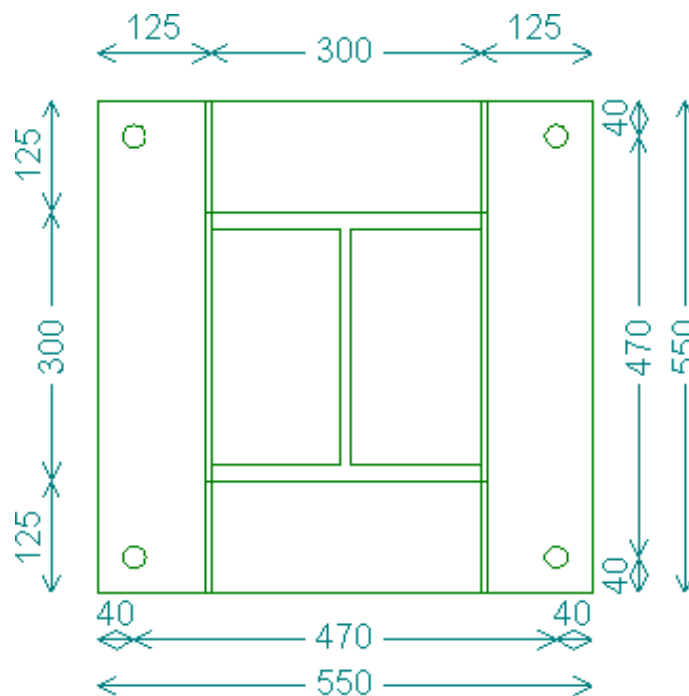


Figura 65. Placa T4

- La placa base tendrá un espesor de 20 mm
- 4 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 25 mm
  - Longitud de anclaje 700 mm.
- 2 rigidizadores paralelos al alma del perfil
  - Espesor 7 mm
  - Altura 150 mm
  - Borde 30 mm
- Zapata 265x265x80 cm, de HA 25

### 3.8.4.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el

pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

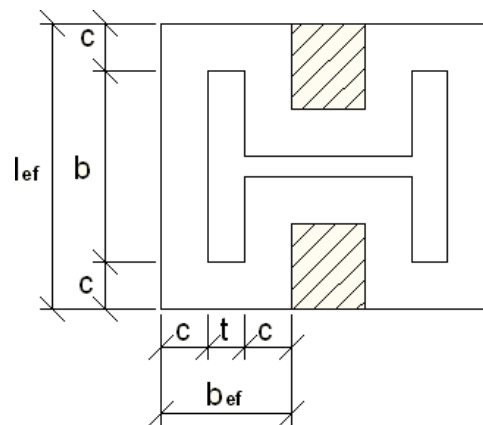


Figura 66. Parámetros eficaces

$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 20 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 300 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 19 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.

$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\overline{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{1350 \cdot 1350}{550 \cdot 550} = 2,4$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 800 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
1350	1350

Tabla 74. Dimensiones del área portante equivalente

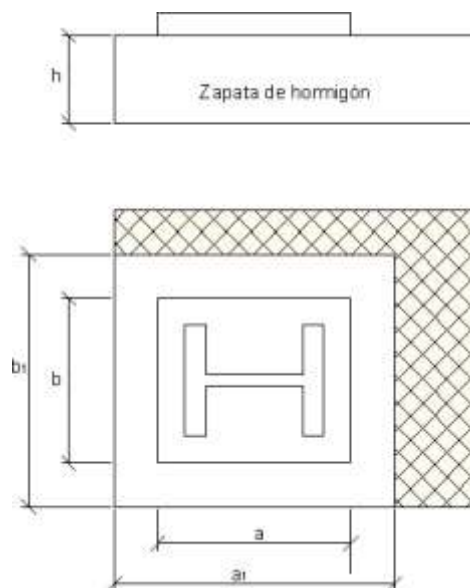


Figura 67. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2,3 \cdot 2,4 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 40 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 20 \frac{261,90}{3 \cdot 40} = 29,55 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 19 \text{ mm} = 78,1 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 300 \text{ mm} = 359,1 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 1121828 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 72.220 N

Según el apartado 3 del anexo 19 del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE. Para determinar si se

trata de un caso de compresión compuesta debe cumplir la expresión 8.7 o flexión compuesta si se cumple la expresión 8.8 siendo “e” la excentricidad mecánica que se obtiene de la expresión 8.6.

$$e = \frac{M_f}{N} \quad (8.6)$$

$$\text{Compresión compuesta, } e \leq \frac{a}{6} \quad (8.7)$$

$$\text{Flexión compuesta, } e > \frac{a}{6} \quad (8.8)$$

$$e = \frac{6640000}{72220} = \frac{M_f}{N} = 91,9 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{550}{6} = 91,7 \text{ mm}$$

Al tratarse de un caso de flexión compuesta, se ha de obtener el esfuerzo de tracción que absorbe el perno de anclaje y la tensión de compresión que existe en la superficie del hormigón, para ello se debe emplear las ecuaciones de equilibrio.

Para ahorrarnos deducir las ecuaciones de equilibrio de la figura, la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE ha desarrollado el Modelo simplificado para gran excentricidad. Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N \cdot 0,5a - d}{a \cdot b \cdot 0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N \cdot 0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -72220 + \frac{6640000 + 72220 \cdot 0,5 \cdot 550 - 40}{0,875 \cdot 550 - 40} = 18709 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4 \cdot 6640000 + 72220 \cdot 0,5 \cdot 550 - 40}{550 \cdot 550} = 0,71 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 40 mm.

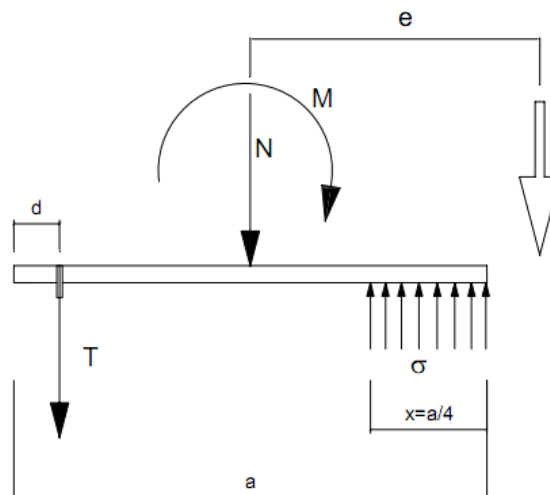


Figura 68. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.4.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 4 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 25 mm, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, el área resistente para un perno de 25 mm, es de  $A_s = 388 \text{ mm}^2$



- Longitud de anclaje 700 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 240 N/mm<sup>2</sup>.

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

#### 3.8.4.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 18709 \text{ N}$$

Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\varnothing \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_S \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$

$$\varnothing = \frac{4 \cdot 18709}{4 \cdot \pi \cdot 320} = 4,31 \text{ mm}$$

$\varnothing < 25 \text{ mm}$ .....CUMPLE

$$A_S = \frac{3,3}{1000} \cdot 550 \cdot 550 = 998,2 \text{ mm}^2$$

$A_S < 4 \cdot 388 = 1552 \text{ mm}^2$ .....CUMPLE

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, de 388

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm

### 3.8.4.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la

resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro termino la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta ultima del subapartados a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 72220 = 21666 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 72.220 N

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 550 \cdot 388}{1,25} = 54630 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 388 mm<sup>2</sup>.

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003f_{yb}$$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 550}{1,25} = 242.000 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 388 mm<sup>2</sup>.

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$\gamma_{M2} = 1,25$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} = 21666 + 4 \cdot 242000 = 989.666 \text{ N}$$

$V < F_{V,Rd}$ .....CUMPLE

Siendo:

$V$ ; Cortante máximo que existe en la placa, de 4.599 N

Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 4 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 550}{1,25} = 871200 \text{ N}$$

$N < F_{t,Rd}$ .....CUMPLE

Siendo:

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$N$ ; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 72.220 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{4599}{989666} + \frac{18709}{1,4 \cdot 871200} = 0,02$$

0,02 < 1.....CUMPLE

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 4599 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axil de cálculo por tornillo,  $T = 18709 \text{ N}$

### 3.8.4.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$l_{b,neta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \quad (8.22)$$

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{72220 \text{ N}}{192 \text{ N mm}^2} = 376 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_S = 4 \cdot 388 = 1552 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 1,2 \cdot 25^2 = 750 \text{ mm}$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = \frac{400}{20} \cdot 25 = 500 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 750 \cdot 1 \cdot \frac{376}{1552} = 182 \text{ mm}$$

$l_{b,neto} < L$ .....CUMPLE

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 700 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axil sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de  $192 \text{ N mm}^2$

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de  $388 \text{ mm}^2$ .

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.4.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES

Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor

debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{20^2 \cdot 250}{4} = 25000 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{0,71 \cdot 550}{4} \frac{3 \cdot 550}{8} - \frac{300}{2} = 5491 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al no cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , se debe de colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 20 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$a$ ; Lado de la basa, de 550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,71 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$

Resumen:

$$l = \frac{b-h}{2} = \frac{550-300}{2} = 125 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{0,71 \cdot 125^2}{2} = 5547 \text{ N}$$

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} = \frac{6 \cdot 5547}{250} = 11,5 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 20 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$b$ ; Lado de la basa, de 550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,71 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de los rigidizadores se obtiene con la expresión 8.30.



$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} \quad (8.30)$$

Donde

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} \quad (8.31)$$

Resumen:

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} = \frac{0,71 \cdot 550 \cdot 550}{8} = 26847 \text{ N}$$

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} = \frac{2 \cdot 26847}{328 \cdot 550 - 300} = 0,65 \text{ mm}$$

$t_R > e_R$ .....CUMPLE

Siendo:

$t_R$ ; Espesor de los rigidizadores, de 7 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 300

$a$  y  $b$ ; Lados de la basa, de 550x550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,71 \text{ N mm}^2$

$f_{ud}$ ; Resistencia última de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,25$

$$f_{yd} = \frac{410}{1,25} = 328 \text{ N mm}^2$$

### 3.8.5 PLACAS DE ANCLAJE T5

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.

Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_{fy} = 19,51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 5,920 \text{ kN}$$

$$N = 20,664 \text{ kN}$$

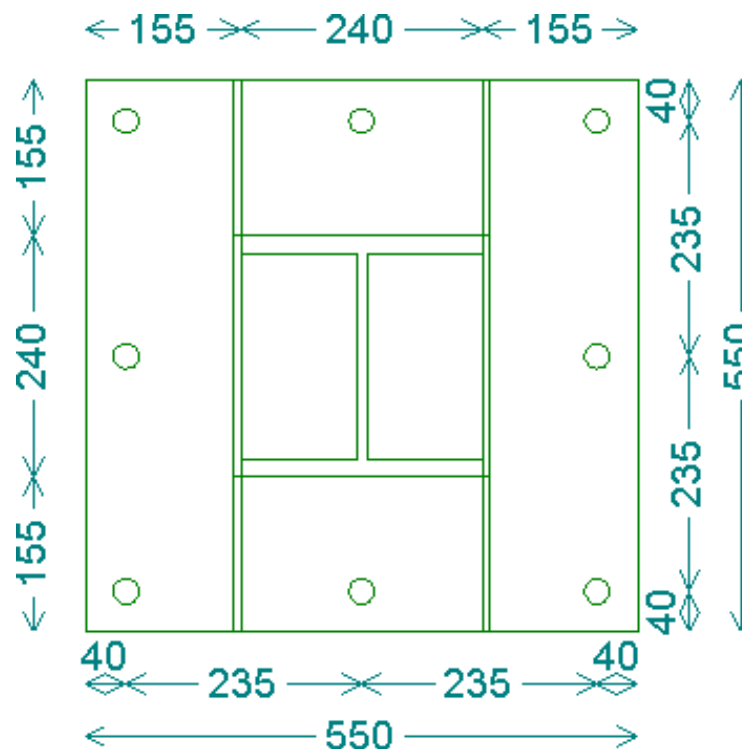


Figura 69. Placa T5

- La placa base tendrá un espesor de 20 mm
- 8 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 25 mm
  - Longitud de anclaje 500 mm.
- 2 rigidizadores paralelos al alma del perfil
  - Espesor 8 mm
  - Altura 150 mm
- Zapata 305x305x65 cm, de HA 25

### 3.8.5.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

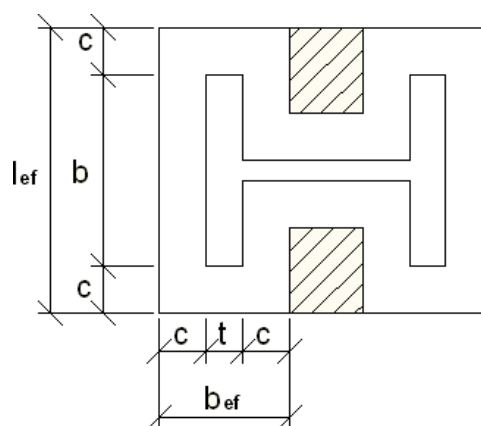


Figura 70. Parámetros eficaces

$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 20 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 240 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 17 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N } mm^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.

$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\overline{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{\overline{1200 \cdot 1200}}{550 \cdot 550} = 2,2$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 650 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
1200	1200

Tabla 75. Dimensiones del área portante equivalente

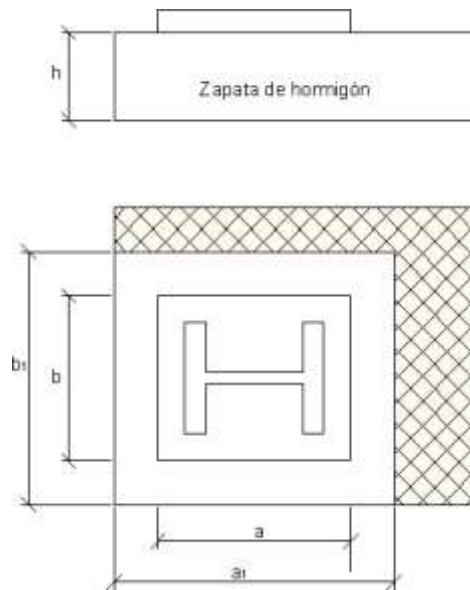


Figura 71. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2 \cdot 3 \cdot 2,2 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 36,7 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 20 \frac{261,90}{3 \cdot 36,7} = 30,86 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 17 \text{ mm} = 78,7 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 240 \text{ mm} = 301,7 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 871457 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 20.664 N

Según el apartado 3 del anexo 19 del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE. Para determinar si se trata de un caso de compresión compuesta debe cumplir la expresión 8.7 o flexión compuesta si se cumple la expresión 8.8 siendo “e” la excentricidad mecánica que se obtiene de la expresión 8.6.

$$e = \frac{M_f}{N} \quad (8.6)$$

$$\text{Compresión compuesta, } e \leq \frac{a}{6} \quad (8.7)$$

$$\text{Flexión compuesta, } e > \frac{a}{6} \quad (8.8)$$

$$e = \frac{19510000}{20664} = \frac{M_f}{N} = 944 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{550}{6} = 91,7 \text{ mm}$$

Al tratarse de un caso de flexión compuesta, se ha de obtener el esfuerzo de tracción que absorbe el perno de anclaje y la tensión de compresión que existe en la superficie del hormigón, para ello se debe emplear las ecuaciones de equilibrio.

Para ahorrarnos deducir las ecuaciones de equilibrio de la figura, la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE ha desarrollado el Modelo simplificado para gran excentricidad. Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N}{a \cdot b} \frac{0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -20664 + \frac{19510000 + 20664}{0,875 \cdot 550 - 40} = 34556 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4}{550 \cdot 550} \frac{19510000 + 20664}{0,875 \cdot 550 - 40} = 0,73 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 40 mm.

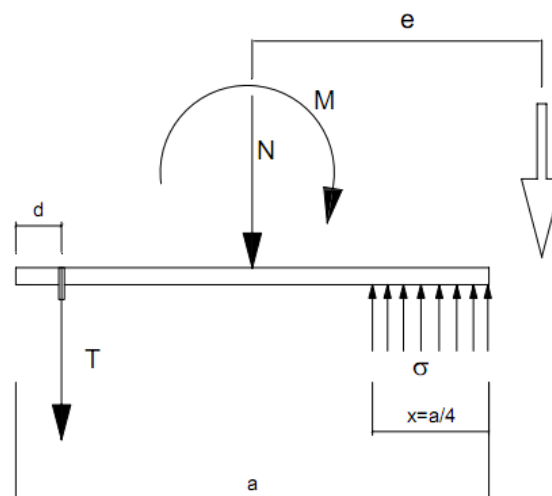


Figura 72. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.5.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 8 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 25 mm, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, el área resistente para un perno de 25 mm, es de  $A_s = 388 \text{ mm}^2$
- Longitud de anclaje 500 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de  $240 \text{ N/mm}^2$ .

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de  $400 \text{ N/mm}^2$ .



$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

### 3.8.5.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 34556 \text{ N}$$

Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\varnothing \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_S \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$

$$\varnothing = \frac{4 \cdot 34556}{8 \cdot \pi \cdot 320} = 4,14 \text{ mm}$$

$\varnothing < 25 \text{ mm}$ .....CUMPLE

$$A_S = \frac{3,3}{1000} \cdot 550 \cdot 550 = 998,2 \text{ mm}^2$$

$A_S < 8 \cdot 388 = 1552 \text{ mm}^2$ .....CUMPLE

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, de 388

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 8.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm

### 3.8.5.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro término la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta última del subapartado a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 20664 = 6199 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 20664 N

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 550 \cdot 388}{1,25} = 54630 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 388 mm<sup>2</sup>.

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5 f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 388}{1,25} = 242.000 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 388 mm<sup>2</sup>.

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{Vb,Rd} = 6199 + 8 \cdot 242000 = 1942199 \text{ N}$$

$$V < F_{V,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$V$ ; Cortante máximo que existe en la placa, de 5.920 N

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 8.

Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9 f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 8 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 388}{1,25} = 1229184 \text{ N}$$

$$N < F_{t,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 8.

$N$ ; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 20.664 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{5920}{1942199} + \frac{34556}{1,4 \cdot 1229184} = 0,023$$

$$0,023 < 1 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 5920 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axil de cálculo por tornillo,  $T = 34556 \text{ N}$

### 3.8.5.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing \quad (8.22)$$

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{20664 \text{ N}}{192 \text{ N mm}^2} = 108 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s = 8 \cdot 388 = 3104 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 = 1,2 \cdot 25^2 = 750 \text{ mm}$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing = \frac{400}{20} \cdot 25 = 500 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 750 \cdot 1 \cdot \frac{108}{3104} = 26 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} < L \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 500 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axil sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 8.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de 192 N mm<sup>2</sup>

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 388 mm<sup>2</sup>.

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.5.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES

Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{20^2 \cdot 250}{4} = 25000 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{0,73 \cdot 550}{4} \frac{3 \cdot 550}{8} - \frac{240}{2} = 8657 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al no cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , se debe de colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 20 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 240

$a$ ; Lado de la basa, de 550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,73 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$

Resumen:

$$l = \frac{b-h}{2} = \frac{550-240}{2} = 155 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{0,73 \cdot 155^2}{2} = 8769 \text{ N}$$

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} = \frac{6 \cdot 8769}{250} = 14,5 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 20 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 240

$b$ ; Lado de la basa, de 550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,73 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de los rigidizadores se obtiene con la expresión 8.30.

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} \quad (8.30)$$

Donde

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} \quad (8.31)$$

Resumen:

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} = \frac{0,73 \cdot 550 \cdot 550}{8} = 27603 \text{ N}$$

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} = \frac{2 \cdot 27603}{328 \cdot 550 - 240} = 0,54 \text{ mm}$$

$t_R > e_R$ .....CUMPLE

Siendo:

$t_R$ ; Espesor de los rigidizadores, de 8 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 240

$a$  y  $b$ ; Lados de la basa, de 550x550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,73 \text{ N mm}^2$

$f_{ud}$ ; Resistencia última de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,25$



$$f_{yd} = \frac{410}{1,25} = 328 \text{ N mm}^2$$

### 3.8.6 PLACAS DE ANCLAJE T6

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.

Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_{fy} = 19,90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 6,039 \text{ kN}$$

$$N = 20,876 \text{ kN}$$

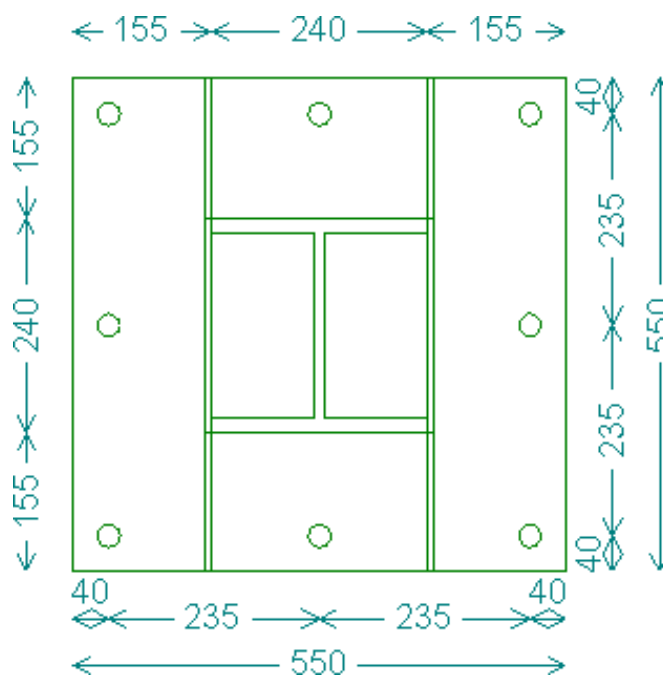


Figura 73. Placa T6

- La placa base tendrá un espesor de 20 mm
- 8 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 25 mm
  - Longitud de anclaje 550 mm.
- 2 rigidizadores paralelos al alma del perfil
  - Espesor 8 mm
  - Altura 150 mm
- Zapata 305x305x65 cm, de HA 25

### 3.8.6.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

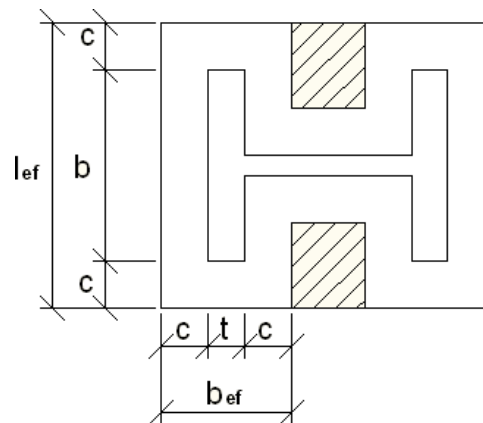


Figura 74. Parámetros eficaces

$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 20 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 240 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 17 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.

$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\sqrt{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{\sqrt{1200 \cdot 1200}}{550 \cdot 550} = 2,2$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 650 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
1200	1200

Tabla 76. Dimensiones del área portante equivalente

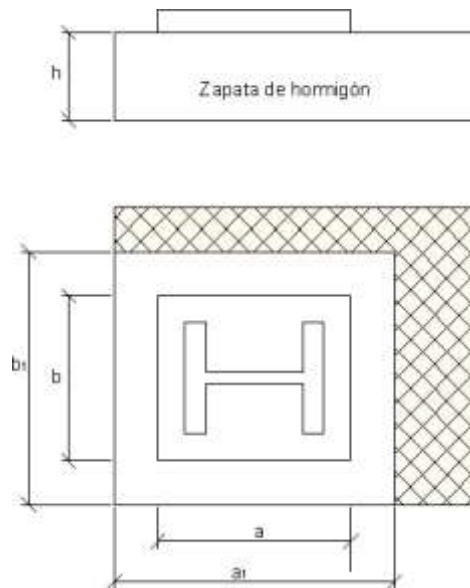


Figura 75. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2,3 \cdot 2,2 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 36,7 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 20 \frac{261,90}{3 \cdot 36,7} = 30,86 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 17 \text{ mm} = 78,7 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 240 \text{ mm} = 301,7 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 871457 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 20.664 N

Según el apartado 3 del anexo 19 del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE. Para determinar si se trata de un caso de compresión compuesta debe cumplir la expresión 8.7 o flexión compuesta si se cumple la expresión 8.8 siendo “e” la excentricidad mecánica que se obtiene de la expresión 8.6.

$$e = \frac{M_f}{N} \tag{8.6}$$

$$\text{Compresión compuesta, } e \leq \frac{a}{6} \tag{8.7}$$

$$\text{Flexión compuesta, } e > \frac{a}{6} \tag{8.8}$$

$$e = \frac{19900000}{20876} = \frac{M_f}{N} = 953 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{550}{6} = 91,7 \text{ mm}$$

Al tratarse de un caso de flexión compuesta, se ha de obtener el esfuerzo de tracción que absorbe el perno de anclaje y la tensión de compresión que existe en la superficie del hormigón, para ello se debe emplear las ecuaciones de equilibrio.

Para ahorrarnos deducir las ecuaciones de equilibrio de la figura, la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE ha desarrollado el Modelo simplificado para gran excentricidad. Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N \cdot 0,5a - d}{a \cdot b \cdot 0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N \cdot 0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -20876 + \frac{19900000 + 20876 \cdot 0,5 \cdot 550 - 40}{0,875 \cdot 550 - 40} = 35341 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4 \cdot 19900000 + 20876 \cdot 0,5 \cdot 550 - 40}{550 \cdot 550 \cdot 0,875 \cdot 550 - 40} = 0,74 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 40 mm.

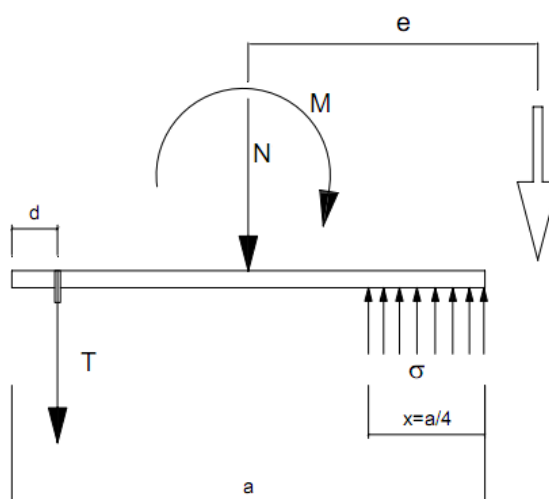


Figura 76. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.6.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 8 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 25 mm, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, el área resistente para un perno de 25 mm, es de  $A_s = 388 \text{ mm}^2$
- Longitud de anclaje 500 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 240 N/mm<sup>2</sup>.

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

### 3.8.6.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 35341 \text{ N}$$

Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\phi \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_s \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$



$$\varnothing = \frac{4 \cdot 35341}{8 \cdot \pi \cdot 320} = 4,19 \text{ mm}$$

$\varnothing < 25 \text{ mm}$ .....CUMPLE

$$A_s = \frac{3,3}{1000} \cdot 550 \cdot 550 = 998,2 \text{ mm}^2$$

$A_s < 8 \cdot 388 = 1552 \text{ mm}^2$ .....CUMPLE

Siendo:

$A_s$ ; Área resistente a tracción del perno, de 388

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 8.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 550x550 mm

### 3.8.6.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro termino la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta ultima del subapartados a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 20876 = 6263 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 20876 N

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 550 \cdot 388}{1,25} = 54630 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 388 mm<sup>2</sup>.

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003f_{yb}$$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 388}{1,25} = 242.000 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 388 mm<sup>2</sup>.

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} = 6263 + 8 \cdot 242000 = 1942263 \text{ N}$$

$$V < F_{V,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

V; Cortante máximo que existe en la placa, de 6.039 N

n; Número de pernos, para este caso es 8.

Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 8 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 388}{1,25} = 1229184 \text{ N}$$

$$N < F_{t,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

n; Número de pernos, es este caso es 8.

N; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 20.876 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{6039}{1942263} + \frac{35341}{1,4 \cdot 1229184} = 0,023$$

$$0,023 < 1 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 6039 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axial de cálculo por tornillo,  $T = 35341 N$

### 3.8.6.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \quad (8.22)$$

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{20876 N}{192 N \text{ mm}^2} = 108 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s = 8 \cdot 388 = 3104 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 1,2 \cdot 25^2 = 750 \text{ mm}$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = \frac{400}{20} \cdot 25 = 500 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 750 \cdot 1 \cdot \frac{108}{3104} = 26 \text{ mm}$$

$l_{b,neta} < L$ .....CUMPLE

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 550 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axil sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 8.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de  $192 \text{ N mm}^2$

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de  $388 \text{ mm}^2$ .

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.6.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES

Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{20^2 \cdot 250}{4} = 25000 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{0,74 \cdot 550}{4} \frac{3 \cdot 550}{8} - \frac{240}{2} = 8657 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al no cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , se debe de colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 20 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 240

$a$ ; Lado de la basa, de 550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,74 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$

Resumen:

$$l = \frac{b - h}{2} = \frac{550 - 240}{2} = 155 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{0,74 \cdot 155^2}{2} = 8769 \text{ N}$$

$$e = \frac{6M}{f_{yd}} = \frac{6 \cdot 8769}{250} = 14,5 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 20 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 240

$b$ ; Lado de la basa, de 550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,74 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de los rigidizadores se obtiene con la expresión 8.30.

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} \quad (8.30)$$

Donde

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} \quad (8.31)$$

Resumen:

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} = \frac{0,74 \cdot 550 \cdot 550}{8} = 27603 \text{ N}$$

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} = \frac{2 \cdot 27603}{328 \cdot 550 - 240} = 0,54 \text{ mm}$$

$$t_R > e_R \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$t_R$ ; Espesor de los rigidizadores, de 8 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 240

$a$  y  $b$ ; Lados de la basa, de 550x550 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,73 \text{ N mm}^2$

$f_{ud}$ ; Resistencia última de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,25$

$$f_{yd} = \frac{410}{1,25} = 328 \text{ N mm}^2$$

### 3.8.7 PLACAS DE ANCLAJE T7

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.

Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_{fy} = 0,26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 0,060 \text{ kN}$$

$$N = 4,887 \text{ kN}$$



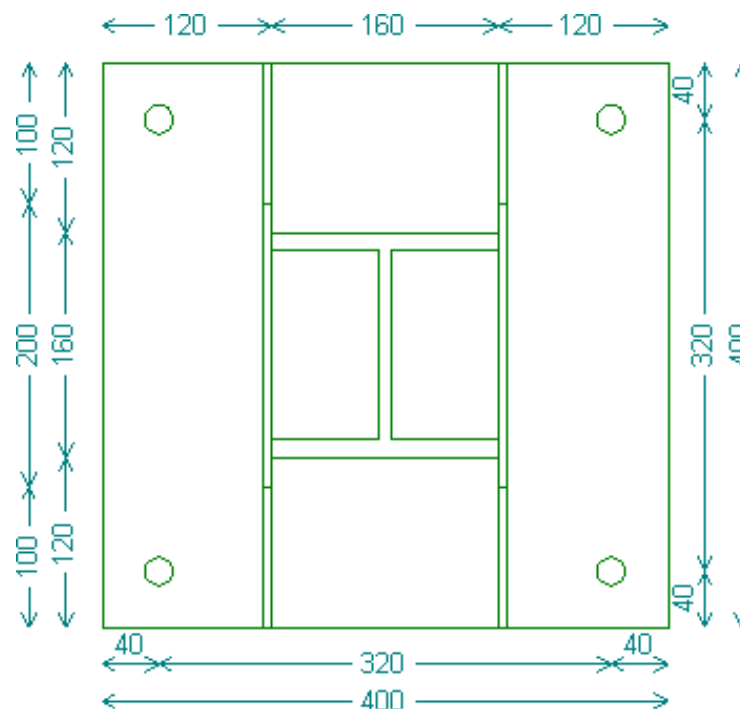


Figura 77. Placa T7

- La placa base tendrá un espesor de 15 mm
- 4 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 20 mm
  - Longitud de anclaje 400 mm.
- 2 rigidizadores paralelos al alma del perfil
  - Espesor 6 mm
  - Altura 100 mm
- Zapata 210x210x50 cm, de HA 25

### 3.8.7.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A,

calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

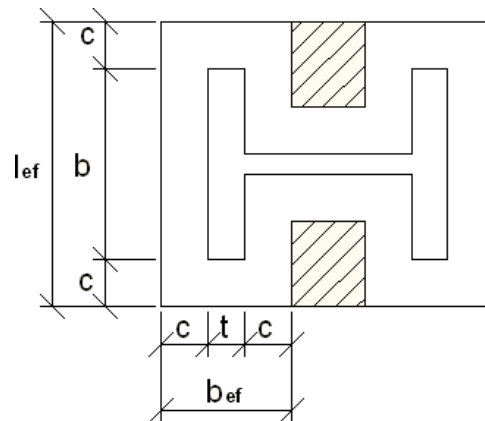


Figura 78. Parámetros eficaces

$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 15 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 160 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 13 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.

$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\overline{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{\overline{900 \cdot 900}}{400 \cdot 400} = 2,2$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 400x400 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 500 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
900	900

Tabla 77. Dimensiones del área portante equivalente

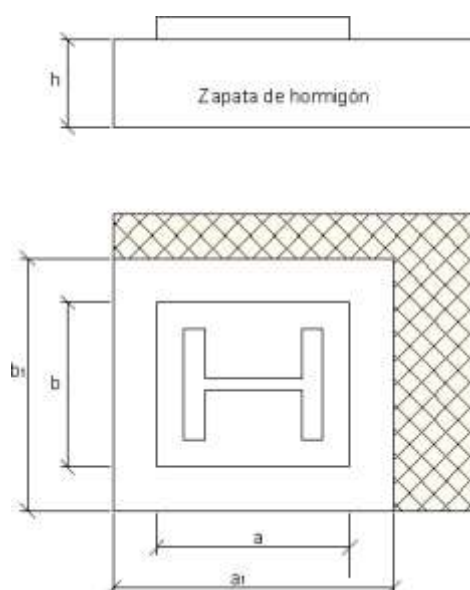


Figura 79. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2,3 \cdot 2,2 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 36,7 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 20 \frac{261,90}{3 \cdot 36,7} = 30,86 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 13 \text{ mm} = 74,7 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 160 \text{ mm} = 221,7 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 607843 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 4.887 N

Según el apartado 3 del anexo 19 del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE. Para determinar si se

trata de un caso de compresión compuesta debe cumplir la expresión 8.7 o flexión compuesta si se cumple la expresión 8.8 siendo “e” la excentricidad mecánica que se obtiene de la expresión 8.6.

$$e = \frac{M_f}{N} \quad (8.6)$$

$$\text{Compresión compuesta, } e \leq \frac{a}{6} \quad (8.7)$$

$$\text{Flexión compuesta, } e > \frac{a}{6} \quad (8.8)$$

$$e = \frac{2600000}{4887} = \frac{M_f}{N} = 532 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{400}{6} = 66,7 \text{ mm}$$

Al tratarse de un caso de flexión compuesta, se ha de obtener el esfuerzo de tracción que absorbe el perno de anclaje y la tensión de compresión que existe en la superficie del hormigón, para ello se debe emplear las ecuaciones de equilibrio.

Para ahorrarnos deducir las ecuaciones de equilibrio de la figura, la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE ha desarrollado el Modelo simplificado para gran excentricidad. Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N \cdot 0,5a - d}{a \cdot b \cdot 0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N \cdot 0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -4887 + \frac{260000 + 4887 \cdot 0,5 \cdot 400 - 40}{0,875 \cdot 400 - 40} = 1526 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4 \cdot 260000 + 4887 \cdot 0,5 \cdot 400 - 40}{400 \cdot 400 \cdot 0,875 \cdot 400 - 40} = 0,08 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 400x400 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 40 mm.

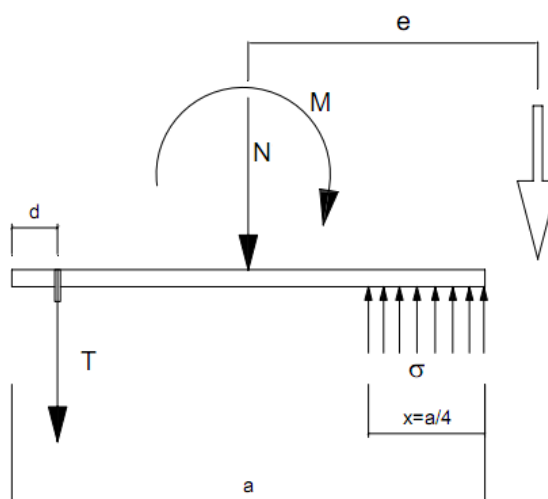


Figura 80. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.7.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 4 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 20 mm, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, el área resistente para un perno de 20 mm, es de  $A_s = 245 \text{ mm}^2$

- Longitud de anclaje 400 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 240 N/mm<sup>2</sup>.

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

### 3.8.7.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 1526 \text{ N}$$

Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\varnothing \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_S \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$

$$\varnothing = \frac{4 \cdot 1526}{4 \cdot \pi \cdot 320} = 1,23 \text{ mm}$$

$\varnothing < 20 \text{ mm}$ .....CUMPLE

$$A_S = \frac{3,3}{1000} \cdot 400 \cdot 400 = 528 \text{ mm}^2$$

$A_S < 4 \cdot 245 = 980 \text{ mm}^2$ .....CUMPLE

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, de 245

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 400x400 mm

### 3.8.7.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la



resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro termino la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta ultima del subapartados a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 4887 = 1466 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 20876 N

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 245}{1,25} = 25088 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 245 mm<sup>2</sup>.

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003f_{yb}$$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 245}{1,25} = 107800 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 245 mm<sup>2</sup>.

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$\gamma_{M2} = 1,25$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} = 1466 + 4 \cdot 107800 = 432666 \text{ N}$$

$V < F_{V,Rd}$ .....CUMPLE

Siendo:

$V$ ; Cortante máximo que existe en la placa, de 60 N

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.

Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 4 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 245}{1,25} = 388080 \text{ N}$$

$N < F_{t,Rd}$ .....CUMPLE

Siendo:

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

N; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 4.887 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{60}{432666} + \frac{1526}{1,4 \cdot 388080} = 0,003$$

0,003 < 1.....CUMPLE

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 60 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axil de cálculo por tornillo,  $T = 1526$  N

### 3.8.7.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$l_{b,meta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing \quad (8.22)$$

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_S \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{4887 \text{ N}}{192 \text{ N mm}^2} = 25 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_S = 4 \cdot 245 = 980 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \varnothing^2 = 1,2 \cdot 20^2 = 480 \text{ mm}$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing = \frac{400}{20} \cdot 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_{b,neta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 480 \cdot 1 \cdot \frac{25}{980} = 12 \text{ mm}$$

$$l_{b,neta} < L \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 400 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axil sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de 192  $\text{N mm}^2$

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 245  $\text{mm}^2$ .

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.7.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES

Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de

empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{15^2 \cdot 250}{4} = 14062 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{0,08 \cdot 400}{4} \frac{3 \cdot 400}{8} - \frac{160}{2} = 560 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al no cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , se debe de colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 15 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 160

$a$ ; Lado de la basa, de 400 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,08 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$

Resumen:

$$l = \frac{b-h}{2} = \frac{400-160}{2} = 120 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{0,08 \cdot 120^2}{2} = 576 \text{ N}$$

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} = \frac{\overline{6 \cdot 576}}{250} = 3,7 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 15 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 160

$b$ ; Lado de la basa, de 400 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,08 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de los rigidizadores se obtiene con la expresión 8.30.

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} \quad (8.30)$$

Donde

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} \quad (8.31)$$

Resumen:

$$R = \frac{\sigma_h \cdot a \cdot b}{8} = \frac{0,08 \cdot 400 \cdot 400}{8} = 1600 \text{ N}$$

$$e_R = \frac{2R}{f_{ud} a - h} = \frac{2 \cdot 1600}{328 \cdot 400 - 160} = 0,04 \text{ mm}$$

$t_R > e_R$ .....CUMPLE

Siendo:

$t_R$ ; Espesor de los rigidizadores, de 6 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 160

$a$  y  $b$ ; Lados de la basa, de 400x400 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,08 \text{ N mm}^2$

$f_{ud}$ ; Resistencia última de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,25$

$$f_{yd} = \frac{410}{1,25} = 328 \text{ N mm}^2$$

### 3.8.8 PLACAS DE ANCLAJE T8

Utilizaremos los valores de cálculo ofrecidos por el Cype para realizar las correspondientes comprobaciones a las placas de anclaje de este grupo.

Aplicando los valores de la placa más desfavorable del grupo, para comprobar que cumple, obtendremos además que cumpla el resto de placas sin comprobar.

Las solicitaciones a las que va a estar sometida la base del pilar serán:

$$M_f = 0,51 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fy} = 0,47 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fz} = 0,21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 0,014 \text{ kN} \quad V_y = 0,107 \text{ kN} \quad V_z = 0,048 \text{ kN}$$

$$N = 9,577 \text{ kN}$$

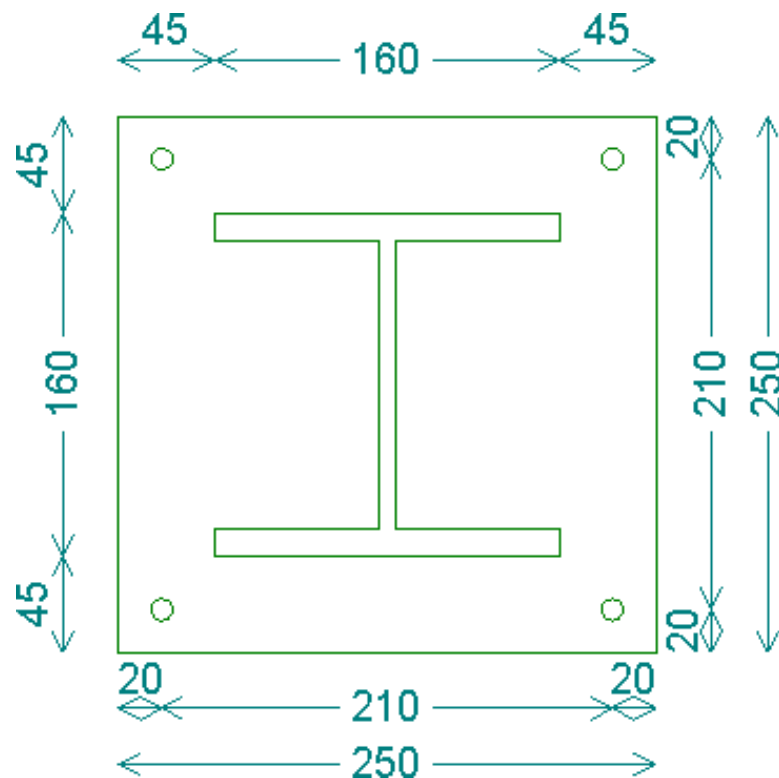


Figura 81. Placa T8

- La placa base tendrá un espesor de 11 mm
- 4 perno de acero B400S (corrugado)
  - Diámetro 10 mm
  - Longitud de anclaje 350 mm.



- Zapata 155x155x45 cm, de HA 25

### 3.8.8.1 COMPROBACIÓN DEL HORMIGÓN

Para dar la aprobación al hormigón, debemos de calcular la máxima resistencia de compresión, siendo este mayor que la compresión obtenida entre el pilar y la placa, para ello, según el punto 5 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, calculamos el máximo esfuerzo de compresión sobre un área eficaz por medio de la expresión 8.1.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad (8.1)$$

Donde

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \quad (8.2)$$

Siendo:

$f_{jd}$ ; Área resistencia portante de la superficie de asiento.

$b_{ef}$  y  $l_{ef}$ ; Parámetros eficaces, según la figura a de cumplir la expresión 8.3.

$$c \leq e \frac{\overline{f_{yd}}}{3f_{jd}} \quad (8.3)$$

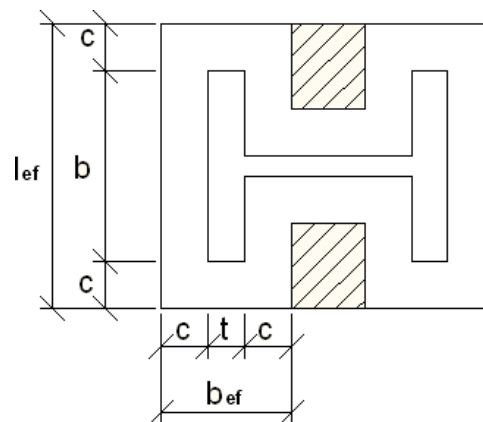


Figura 82. Parámetros eficaces

$e$ ; Espesor de la placa de anclaje, de 11 mm.

$b$ ; Ancho del ala del perfil, de 160 mm.

$t$ ; Espesor del ala del perfil, de 13 mm.

$l_{ef}$ ; Según la figura

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo. Para un Acero 275 tenemos el mismo “ $f_{yd}$ ” que se aplicó en el apartado 3.4.2.8 de este documento con la expresión 3.15.

$$f_{yd} = 261,90 \text{ N mm}^2$$

$\beta_j$ ; El coeficiente de la unión, de 2/3.

$k_j$ ; Factor de concentración, por medio de la expresión 8.4.

$$k_j = \frac{\sqrt{a_1 b_1}}{ab} \leq 5 \quad (8.4)$$

$$k_j = \frac{\sqrt{695 \cdot 695}}{250 \cdot 250} = 2,78$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 250x250 mm

$a_1$  y  $b_1$ ; Se obtiene según la figura 8.12 y la tabla 8.2 del CTE-DB-SE-A.

$h$ ; Altura de la zapata, de 450 mm.

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
695	695

Tabla 78. Dimensiones del área portante equivalente

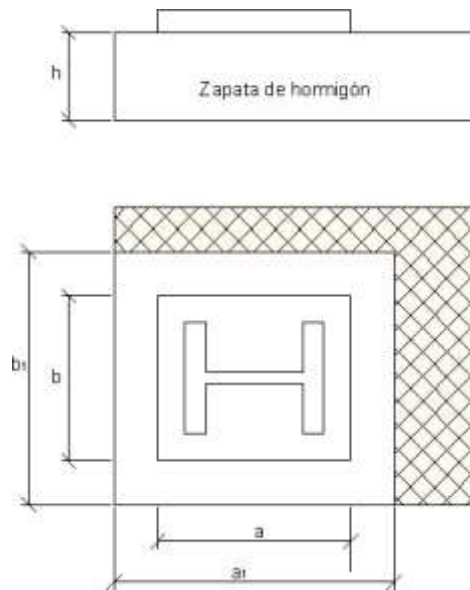


Figura 83. Área portante equivalente

$f_{cd}$ ; Resistencia de cálculo del hormigón, que se obtiene con la expresión 8.5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} \quad (8.5)$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ N mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N mm}^2$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_f$ ; Coeficiente de ponderación, de 1,4

Resumen:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} = 2 \cdot 3 \cdot 2,78 \cdot 25 \text{ N mm}^2 = 46,3 \text{ N mm}^2$$

$$3,3f_{cd} = 3,3 \cdot 16,7 \text{ N mm}^2 = 55,11 \text{ N mm}^2$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3f_{cd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

$$c = e \frac{f_{yd}}{3f_{jd}} = 11 \frac{261,90}{3 \cdot 46,3} = 15,10 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 2c + t = 2c + 13 \text{ mm} = 43,20 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 2c + b = 2c + 160 \text{ mm} = 190,20 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} = 380427 \text{ N}$$

$$N < F_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo máximo axial que existe entre el pilar i la placa, de 9.577 N

Según el apartado 3 del anexo 19 del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE. Para determinar si se trata de un caso de compresión compuesta debe cumplir la expresión 8.7 o flexión compuesta si se cumple la expresión 8.8 siendo “e” la excentricidad mecánica que se obtiene de la expresión 8.6.

$$e = \frac{M_f}{N} \quad (8.6)$$

$$\text{Compresión compuesta, } e \leq \frac{a}{6} \quad (8.7)$$

$$\text{Flexión compuesta, } e > \frac{a}{6} \quad (8.8)$$

$$e = \frac{470000}{9577} = \frac{M_f}{N} = 49,1 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{250}{6} = 41,7 \text{ mm}$$

Al tratarse de un caso de flexión compuesta, se ha de obtener el esfuerzo de tracción que absorbe el perno de anclaje y la tensión de compresión que existe en la superficie del hormigón, para ello se debe emplear las ecuaciones de equilibrio.

Para ahorrarnos deducir las ecuaciones de equilibrio de la figura, la Universidad de Castilla-la mancha basándose en el CTE ha desarrollado el Modelo simplificado para gran excentricidad. Obteniendo la tensión superficial del hormigón con la expresión 8.9 y la fuerza de tracción que soporta el perno con la expresión 8.10.

$$\sigma_h = \frac{4 M_f + N}{a \cdot b} \frac{0,5a - d}{0,875a - d} \quad (8.9)$$

$$T = -N + \frac{M_f + N}{0,875a - d} \quad (8.10)$$

$$T = -9577 + \frac{470000 + 9577 \cdot 0,5 \cdot 250 - 20}{0,875 \cdot 250 - 20} = 2153 \text{ N}$$

$$\sigma_h = \frac{4 \cdot 470000 + 9577 \cdot 0,5 \cdot 250 - 20}{250 \cdot 250} \frac{0,5 \cdot 250 - 20}{0,875 \cdot 250 - 20} = 0,47 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_h < f_{jd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 250x250 mm.

$d$ ; Distancia del perno al borde de la placa, de 20 mm.

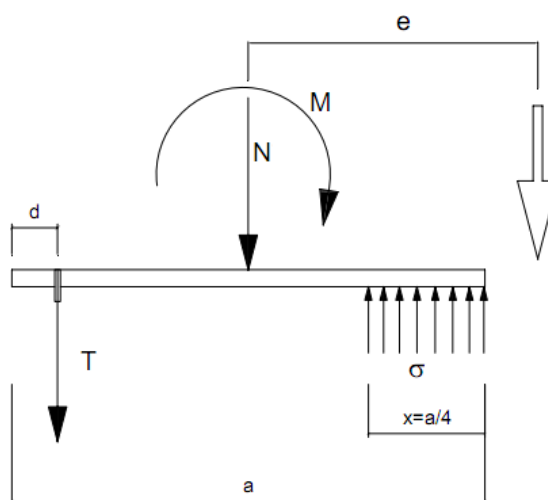


Figura 84. Modelo simplificado de distribución de tensiones con gran excentricidad

### 3.8.8.2 COMPROBACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos seleccionados por el Cype para este tipo de placa para unas sollicitaciones son:

- 4 perno de acero B400S (corrugado)
- Diámetro 10 mm, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, el área resistente para un perno de 10 mm, es de  $A_s = \frac{\pi\phi^2}{4} = 78 \text{ mm}^2$
- Longitud de anclaje 350 mm.

Según el punto 1 del apartado 4.5 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo de un perno B400S (corrugado) se obtiene con la expresión 8.11 y la resistencia última de cálculo con la expresión 8.12.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M3}} \quad (8.11)$$

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M3}} \quad (8.12)$$

$$f_{yd} = \frac{240}{1,25} = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ud} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Siendo:

$f_y$ ; Tensión del límite elástico del material, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de  $240 \text{ N/mm}^2$ .

$f_u$ ; Tensión de rotura del tornillo, que se obtiene de la tabla 4.3 del CTE-DB-SE-A para un acero B400S, de  $400 \text{ N/mm}^2$ .

$\gamma_{M3}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última de los medios de unión, según el apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, de 1,25.

### 3.8.8.2.1 DIÁMETRO

Para aprobar el diámetro seleccionado de los pernos de anclaje, este debe ser mayor o igual que el diámetro de cálculo obtenido para una fuerza que es absorbida por el perno mediante la expresión 8.10.

$$T = 2153 \text{ N}$$

Conociendo esta fuerza, calculamos el diámetro de “n” pernos para una tensión de cálculo de rotura de los tornillos, aplicando la expresión 8.13 según la Teoría de Resistencia de Materiales. Y además la geometría mínima del perno debe ser 3,3 por cada 1000 de la sección total de hormigón, la expresión 8.14.

$$\varnothing \geq \frac{4 \cdot T}{n \cdot \pi \cdot f_{ud}} \quad (8.13)$$

$$A_S \geq \frac{3,3}{1000} \cdot a \cdot b \quad (8.14)$$

$$\varnothing = \frac{4 \cdot 2153}{4 \cdot \pi \cdot 320} = 1,46 \text{ mm}$$

$\varnothing < 10 \text{ mm}$ .....CUMPLE

$$A_S = \frac{3,3}{1000} \cdot 250 \cdot 250 = 206 \text{ mm}^2$$

$A_S < 4 \cdot 78 = 312 \text{ mm}^2$ .....CUMPLE

Siendo:

$A_s$ ; Área resistente a tracción del perno, según  $A_s = \frac{\pi \phi^2}{4} = 78 \text{ mm}^2$

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.

$a$  y  $b$ ; Dimensiones de la placa de asiento, de 250x250 mm

### 3.8.8.2.2 COMPROBACIÓN A CORTANTE Y TRACIÓN

Según el punto 6 del apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la resistencia de cálculo a cortante viene dada por la expresión 8.15, donde uno de los términos es la resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa base y el mortero de nivelación por la expresión 8.16, y el otro término la resistencia a cortante de un perno de anclaje definido por el menor valor de la expresión 8.17 y 8.18, siendo esta última del subapartado a) del punto 2 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{Vb,Rd} \quad (8.15)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (8.16)$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (8.17)$$

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5 f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8.18)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} = 0,30 \cdot 9577 = 2873 \text{ N}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ ; Coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón, siendo para morteros especiales, de 0,30.

$N_{c,Sd}$ ; Fuerza de cálculo a compresión transmitida por el pilar, de 9577 N



$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0,44 - 0,0003 \cdot 400 \cdot 550 \cdot 78}{1,25} = 10982 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-

$$A, \text{ de } A_S = \frac{\pi \phi^2}{4} = 78 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$$

$f_{yb}$ ; Límite elástico del acero del perno de 400 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

$$F_{Vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5 f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,5 \cdot 550 \cdot 78}{1,25} = 34320 \text{ N}$$

Siendo:

$A_S$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-

$$A, \text{ de } A_S = \frac{\pi \phi^2}{4} = 78 \text{ mm}^2$$

$n$ ; Número de planos de corte, para este caso es 2

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$f_{ub}$ ; Resistencia última del acero del perno de 550 N/mm<sup>2</sup>.

Resumen:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{Vb,Rd} = 2873 + 4 \cdot 34320 = 140153 \text{ N}$$

$$V < F_{V,Rd} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$V$ ; Cortante máximo que existe en la placa, de 14 N

$n$ ; Número de pernos, para este caso es 4.

Para comprobar la resistencia a tracción, la expresión 8.19 viene dada por el subapartados a) del punto 3 para el apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A.

$$F_{t,Rd} = n \frac{0,9 f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad (8.19)$$

$$F_{t,Rd} = 4 \frac{0,9 \cdot 550 \cdot 78}{1,25} = 123552 \text{ N}$$

$$N < F_{t,Rd} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$N$ ; Fuerza axil máximo que existe en la placa, de 9577 N

Según el punto 4 del apartado 8.5.2 del CTE-DB-SE-A, cuando un tornillo está sometido a esfuerzos de tracción y cortante, debe de cumplirse la expresión 8.20.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$\frac{14}{140153} + \frac{2153}{1,4 \cdot 123552} = 0,012$$

$$0,003 < 1 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$F_{V,Ed}$ ; Esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo, de 14 N.

$F_{t,Ed}$ ; Esfuerzo axil de cálculo por tornillo,  $T = 2153 \text{ N}$

### 3.8.8.2.3 LONGITUD DE LOS PERNOS

La comprobación de anclaje de los pernos la realizaremos empleando la expresión 8.21 obtenido del Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} \quad (8.21)$$

Donde

$$l_b = m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \quad (8.22)$$

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} \quad (8.23)$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s \quad (8.24)$$

Resumen:

$$A_{S,nec} = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{9577 \text{ N}}{192 \text{ N mm}^2} = 50 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,real} = n \cdot A_s = 4 \cdot 78 = 312 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 1,2 \cdot 10^2 = 120 \text{ mm}$$

$$l_b = \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = \frac{400}{20} \cdot 10 = 200 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{S,nec}}{A_{S,real}} = 200 \cdot 1 \cdot \frac{50}{312} = 32 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} < L \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$L$ ; Longitud del perno seleccionado, de 350 mm

$A_{S,nec}$ ; Área resistente necesaria para soportar la carga axil sobre la placa.

$A_{S,real}$ ; Área resistente que soporta carga.

$n$ ; Número de pernos, es este caso es 4.

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo de un perno B400S, de 192 N mm<sup>2</sup>

$A_5$ ; Área resistente a tracción del perno, según la tabla 7.3 del CTE-DB-SE-A, de 78 mm<sup>2</sup>.

$m$ ; Coeficiente 1,2 para pernos B400S en HA 25 según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$\beta$ ; Coeficiente 1 para tipos de anclajes rectos, según La Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

### 3.8.8.3 COMPROBACIÓN DE ESPESORES

Según el subapartado d) del punto 7 para el apartado 8.8.1 del CTE-DB-SE-A, la capacidad resistente a momento flector por unidad de longitud en la línea de empotramiento de la basa se determina con la expresión 8.25, por lo tanto, este valor debe ser mayor que el momento flector máximos producido en la placa por unidad de longitud, que la obtenemos con la expresión 8.26 según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE.

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} \quad (8.25)$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \quad (8.26)$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{11^2 \cdot 250}{4} = 7562 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_h \cdot a}{4} \frac{3a}{8} - \frac{h}{2} = \frac{0,47 \cdot 250}{4} \frac{3 \cdot 250}{8} - \frac{160}{2} = 404 \text{ Nmm}$$

$$M_{p,Rd} > M_{Ed} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Al no cumplirse la desigualdad  $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ , se debe de colocar rigidizadores.

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 11 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 160

$a$ ; Lado de la basa, de 250 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,47 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ N mm}^2$$

Según el Formulario de Estructuras Metálicas de la Universidad Castilla-La Mancha de acuerdo con el CTE, el espesor de la placa se obtiene con la expresión 8.27.

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} \quad (8.27)$$

Donde

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} \quad (8.28)$$

$$l = \frac{b-h}{2} \quad (8.29)$$

Resumen:

$$l = \frac{b-h}{2} = \frac{250-160}{2} = 45 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma_h \cdot l^2}{2} = \frac{0,47 \cdot 45^2}{2} = 476 \text{ N}$$

$$e = \frac{\overline{6M}}{f_{yd}} = \frac{\overline{6 \cdot 476}}{250} = 3,4 \text{ mm}$$

$t > e$ .....CUMPLE

Siendo:

$t$ ; Espesor de la basa, de 11 mm.

$h$ ; Altura del perfil, en nuestro caso un perfil HEB 160

$b$ ; Lado de la basa, de 250 mm.

$\sigma_h$ ; Tensión en el hormigón, calculado con la expresión 8.9, de  $0,47 \text{ N mm}^2$

$f_{yd}$ ; Resistencia de cálculo del acero de la basa, con  $\gamma_M = 1,1$



### 3.9 CÁLCULO DE UNIONES EN PLACAS DE ANCLAJE

Para el calcular las tensiones de los cordones de soldadura, aplicaremos el método de cálculo simplificado del eurocódigo, según el apartado 4.5.3.3 del EU y que además el Código Técnico lo propone para el cálculo de uniones en ángulo.

Según el punto 3 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A, suponiendo que sobre la sección de garganta hay una distribución uniforme de tensiones como vemos en la figura, las componentes de esfuerzos transmitidos por unidad de longitud, deben de cumplir la expresión 9.1 y 9.2

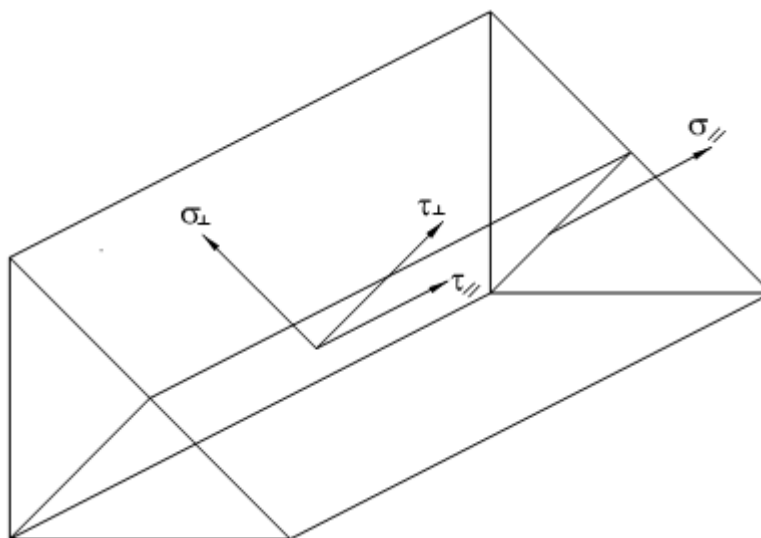


Figura 85. Tensiones en la sección de garganta

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (6.1)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.2)$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{430 \text{ N mm}^2}{0,85 \cdot 1,25} = 404,7 \text{ N mm}^2 = 404,7 \text{ MPa}$$



$$\frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{430 \text{ N mm}^2}{1,25} = 344 \text{ MPa}$$

Siendo:

$\sigma_{\perp}$ ; Tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

$\tau_{\perp}$ ; Tensión tangencial perpendicular al eje del cordón.

$\tau_{\parallel}$ ; Tensión tangencial paralela al cordón.

$f_u$ ; Resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión. Se obtiene según la tabla 8.1 del CTE-DB-SE-A. Su valor es de 430 N/mm<sup>2</sup>.

$\beta_w$ ; Coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1 del CTE-DB-SE-A, en función del tipo de acero. Su valor es 0,85.

$\gamma_{M2}$ ; Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión, se obtiene del apartado 2.3.3 del CTE-DB-SE-A, su valor es 1,25.

### 3.9.1 UNIÓN DE LA PLACA T1

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 86.

$$\begin{aligned}M_f &= 5,91 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fy} &= 0,21 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 5,91 \text{ kN} \cdot \text{m} \\V &= 4,503 \text{ kN} & V_y &= 4,499 \text{ kN} & V_z &= 0,190 \text{ kN} \\N &= 48,027 \text{ kN}\end{aligned}$$

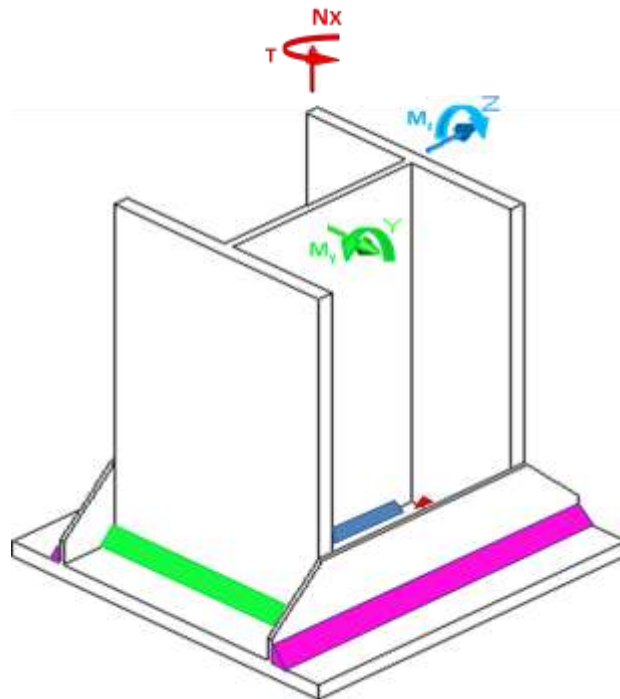


Figura 86. Placa T1 en 3D

Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 87.

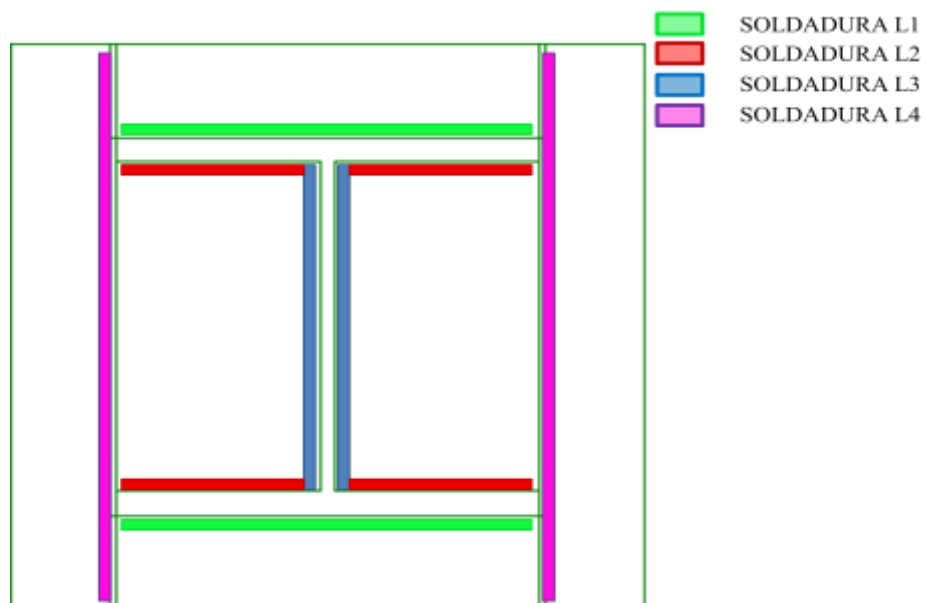


Figura 87. Placa T1 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil HEB 300
  - b; Longitud del ala, de 300 mm.
  - h; Altura de la sección del perfil, de 300 mm.
  - $h_1$ ; Distancia entre ala y ala, de 208 mm.
  - e; Espesor del alma, de 11 mm.
  - $e_1$ ; Espesor el ala, 19 mm.
- Placa de anclaje 450x450x18
  - c; Longitud de la placa paralela a los rigidizadores, de 450 mm.
  - $e_R$ ; Espesor del rigidizador, de 5 mm

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3	Soldadura 4
$a_i$	8	8	5	8
$L_i$	$L_1 \leq b$ 300	$L_2 \leq \frac{b-e}{2} - a_3$ 139	$L_3 \leq h_1$ 208	$L_4 \leq c$ 450

Tabla 79. Soldaduras en T1

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.

$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.1.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 + 2 a_4 L_4 \quad (9.1)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left[ \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right]^2 + 4 a_2 L_2 \left[ \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right]^2 + \quad d$$

$$+ 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} + 2 \frac{a_4 L_4^3}{12} \quad (9.2)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + \quad d$$

$$+ 2 a_3 L_3 \left[ \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2} \right]^2 + 2 a_4 L_4 \left[ \frac{b}{2} + \frac{a_4}{2} + e_R \right]^2 \quad (9.3)$$

$$A_T = 2 \cdot 8 \cdot 300 + 4 \cdot 8 \cdot 139 + 2 \cdot 5 \cdot 208 + 2 \cdot 8 \cdot 450 = 18528 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 2 \cdot 8 \cdot 300 \left[ \frac{300}{2} + \frac{8}{2} \right]^2 + 4 \cdot 8 \cdot 139 \left[ \frac{300}{2} - \frac{8}{2} - 19 \right]^2 + 2 \frac{5 \cdot 208^3}{12}$$

$$+ 2 \frac{8 \cdot 450^3}{12} = 303057685 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2 \frac{8 \cdot 300^3}{12} + 2 \frac{8 \cdot 300^3}{12} - 2 \frac{8 \cdot 300 - 2 \cdot 139^3}{12} + 2 \cdot 5 \cdot 208 \left[ \frac{11}{2} + \frac{5}{2} \right]^2$$

$$+ 2 \cdot 8 \cdot 450 \left[ \frac{300}{2} + \frac{8}{2} + 5 \right]^2 = 254142123 \text{ mm}^4$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5.

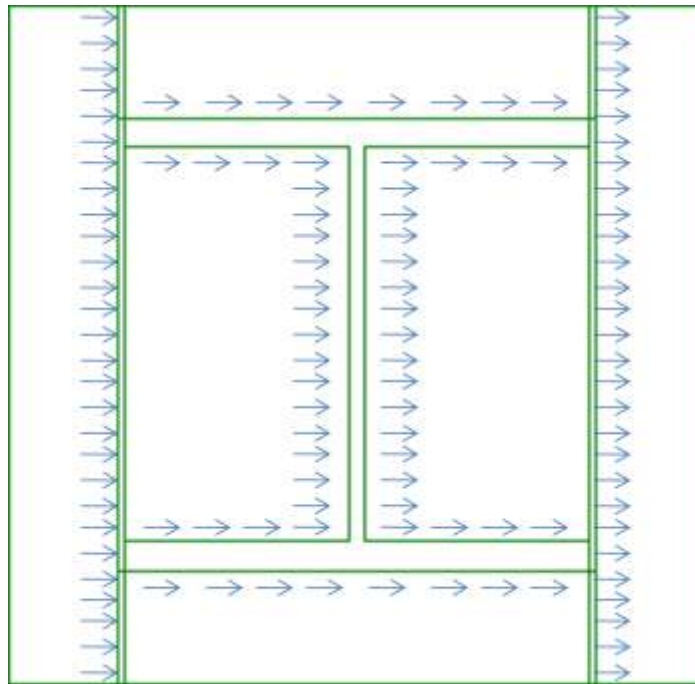


Figura 88. Tensión por efecto a  $V_y$

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_y = \frac{4499}{18528} = 0,24 \text{ N mm}^2$$

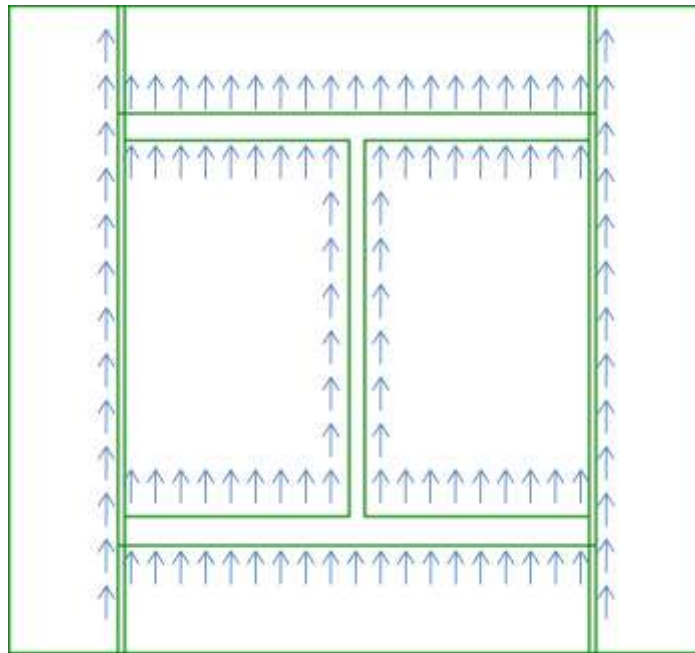


Figura 89. Tensión por efecto a  $V_z$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

$$\tau_z = \frac{190}{18528} = 0,01 \text{ N } mm^2$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.1.1.1 SOLDADURA L1

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 1 con los valores por la expresión 9.7 y 9.8.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = 0,5 h + a_1 \quad (9.8)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 300 + 8 = 154 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{48027}{18528} + \frac{210000}{303057685} z + \frac{5910000}{254142123} y \\ &= 6,19 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 6,19 + 0,01 = 4,38 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,24 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 7,88 \text{ N mm}^2$$

$$7,88 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$4,38 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.1.1.2 SOLDADURA L2

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 2 con los valores por la expresión 9.7 y 9.10.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = \frac{h}{2} - e_1 - \frac{a_2}{2} \quad (9.10)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ mm}$$

$$z = \frac{300}{2} - 19 - \frac{8}{2} = 127 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{48027}{18528} + \frac{210000}{303057685} z + \frac{5910000}{254142123} y \\ &= 6,17 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 6,17 + 0,01 = 4,36 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,24 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 7,85 \text{ N mm}^2$$

$$7,85 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$



$$4,36 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.1.1.3 SOLDADURA L3

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 3 con los valores por la expresión 9.11 y 9.12.

$$y = 0,5 e + a_3 \quad (9.11)$$

$$z = 0,5L_3 \quad (9.12)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 11 + 5 = 8 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 208 = 104 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{48027}{18528} + \frac{210000}{303057685} z + \frac{5910000}{254142123} y \\ &= 2,85 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 2,85 + 0,24 = 2,18 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,01 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 4,05 \text{ N mm}^2$$

$$4,05 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$2,18 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.1.1.4 SOLDADURA L4

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 4 con los valores por la expresión 9.13 y 9.14.

$$y = 0,5 b + 2e_R + 2a_4 \quad (9.13)$$

$$z = 0,5L_4 \quad (9.14)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 + 2 \cdot 5 + 2 \cdot 8 = 163 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 450 = 225 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{48027}{18528} + \frac{210000}{303057685} z + \frac{5910000}{254142123} y \\ &= 6,54 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\bar{\sigma}}{2} = 6,54 + 0,24 = 4,79 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,01 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 8,58 \text{ N mm}^2$$

$$8,58 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$4,79 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.2 UNIÓN DE LA PLACA T2

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 90.

$$M_f = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 0 \text{ kN}$$

$$N = 1,06 \text{ kN}$$

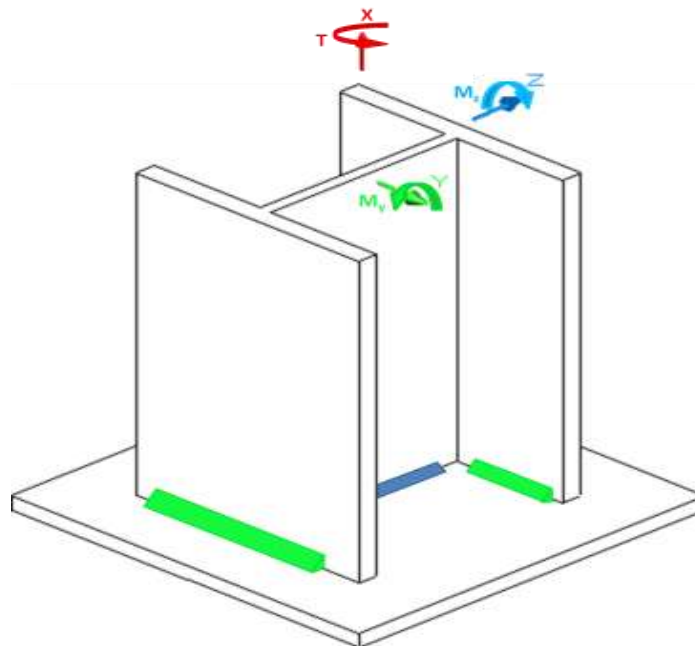


Figura 90.Placa T2 en 3D

Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 91.

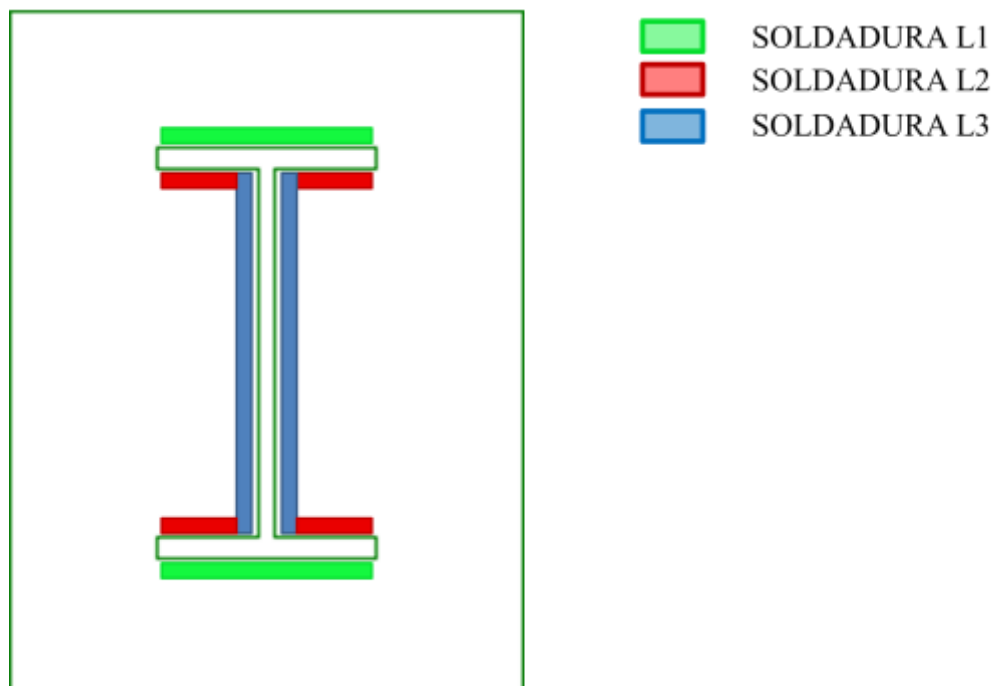


Figura 91.Placa T2 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil IPE 120
  - b; Longitud del ala, de 64 mm.
  - h; Altura de la sección del perfil, de 120 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 93 mm.
  - e; Espesor del alma, de 6,3 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 4,4 mm.

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3
$a_i$	4	4	4
$L_i$	$L_1 \leq b$ 64	$L_2 \leq \frac{b-e}{2} - a_3$ 27	$L_3 \leq h_1$ 93

Tabla 80. Soldaduras en T2

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.

$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.2.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 \quad (9.15)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left( \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right)^2 + 4 a_2 L_2 \left( \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right)^2 + 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} \quad (9.16)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + 2 a_3 L_3 \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2}^2 \quad (9.17)$$

$$A_T = 2 \cdot 4 \cdot 64 + 4 \cdot 4 \cdot 27 + 2 \cdot 4 \cdot 93 = 1688 \text{ mm}^2$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5. Pero al ser la fuerza cortante nula, también lo es la tensión.

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.2.1.1 SOLDADURA L1, L2 y L3

Como no hay momentos sobre la soldadura y sólo hay normal, podemos comprobar las tres soldaduras en este mismo apartado aplicando la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{1060}{1688} + \frac{0}{I_y} z + \frac{0}{I_z} y = 0,63 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_Z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 6,19 + 0 = 0,44 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 1,01 \text{ N mm}^2$$

$$1,01 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$0,44 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.3 UNIÓN DE LA PLACA T3

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 92.

$$M_f = 9,89 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fy} = 9,77 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fz} = 1,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 8,175 \text{ kN} \quad V_y = 0,657 \text{ kN} \quad V_z = 8,149 \text{ kN}$$

$$N = 72,220 \text{ kN}$$

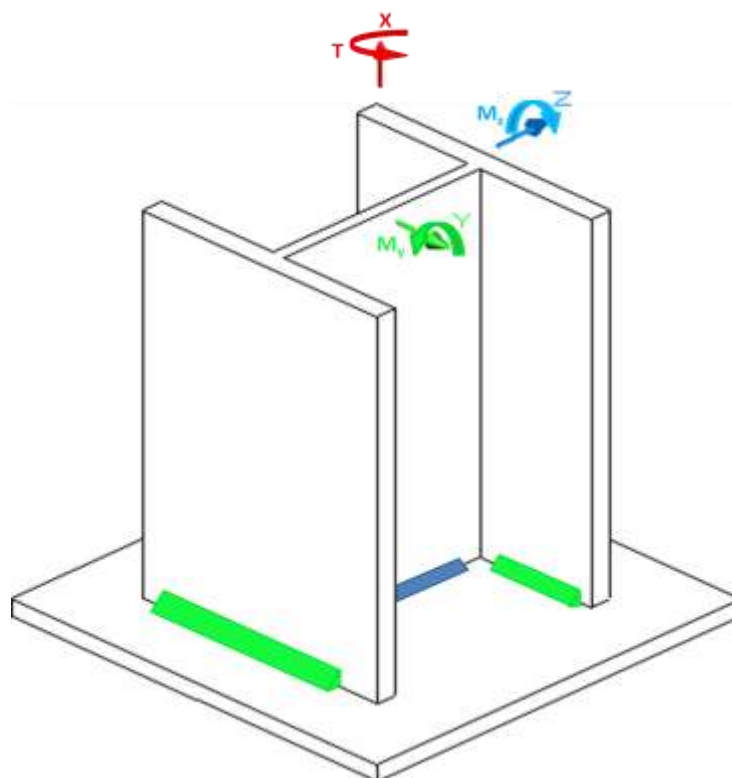


Figura 92. Placa T3 en 3D

Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 93.



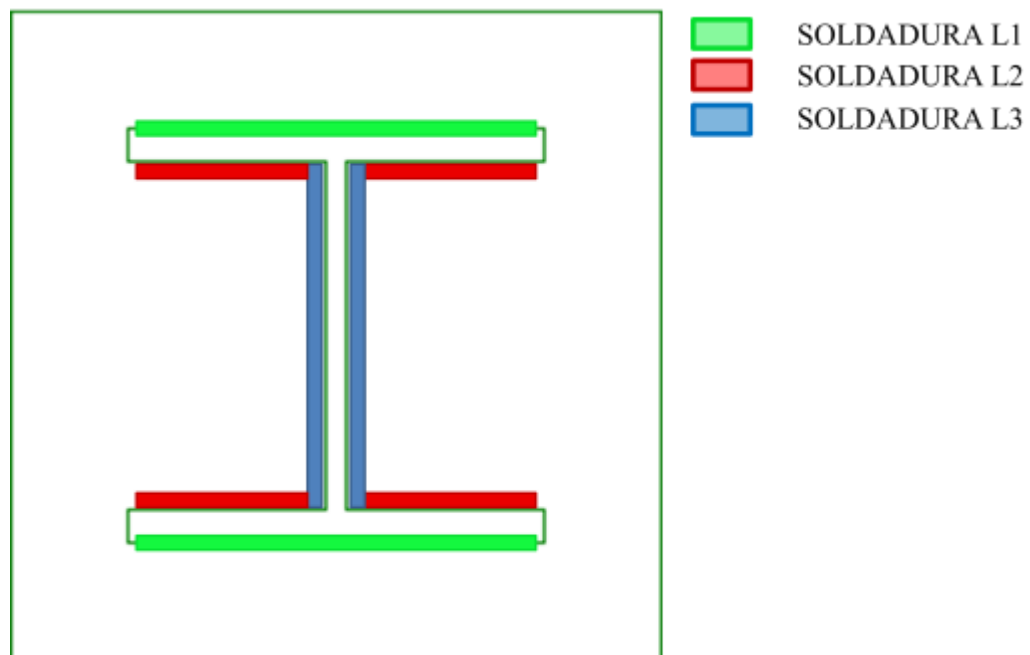


Figura 93. Placa T3 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil HEB 300
  - b; Longitud del ala, de 300 mm.
  - h; Altura de la sección del perfil, de 300 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 208 mm.
  - e; Espesor del alma, de 11 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 19 mm.

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3
$a_i$	8	8	5
$L_i$	$L_1 \leq b$ 300	$L_2 \leq \frac{b - e}{2} - a_3$ 139	$L_3 \leq h_1$ 208

Tabla 81. Soldaduras en T3

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.

$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.3.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 \quad (9.15)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left[ \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right]^2 + 4 a_2 L_2 \left[ \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right]^2 + 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} \quad (9.16)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + 2 a_3 L_3 \left[ \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2} \right]^2 \quad (9.17)$$

$$A_T = 2 \cdot 8 \cdot 300 + 4 \cdot 8 \cdot 139 + 2 \cdot 5 \cdot 208 = 11328 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} I_y &= 2 \cdot 8 \cdot 300 \left[ \frac{300}{2} + \frac{8}{2} \right]^2 + 4 \cdot 8 \cdot 139 \left[ \frac{300}{2} - \frac{8}{2} - 19 \right]^2 + 2 \frac{5 \cdot 208^3}{12} \\ &= 181557685 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_z &= 2 \frac{8 \cdot 300^3}{12} + 2 \frac{8 \cdot 300^3}{12} - 2 \frac{8 \cdot 300 - 2 \cdot 139^3}{12} + 2 \cdot 5 \cdot 208 \left[ \frac{11}{2} + \frac{5}{2} \right]^2 \\ &= 72118923 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5.

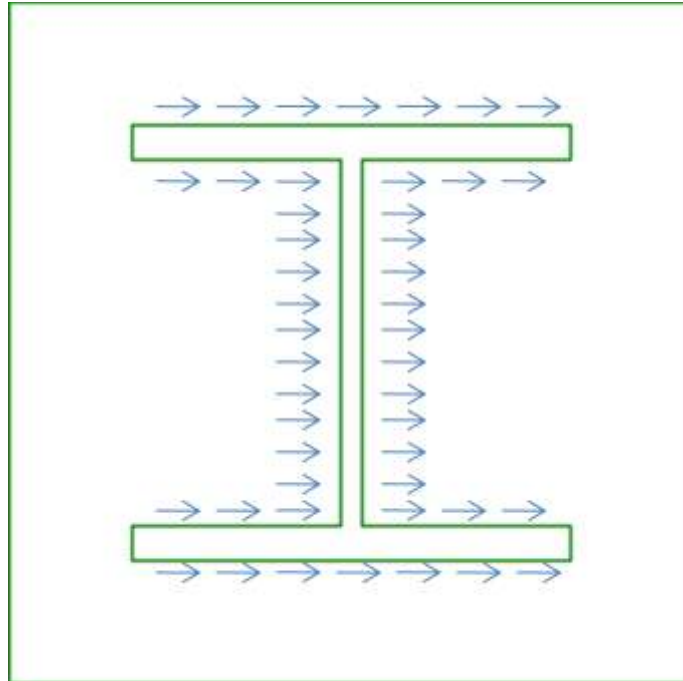


Figura 94. Tensión por efecto a  $V_y$

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_y = \frac{657}{11328} = 0,06 \text{ N mm}^2$$

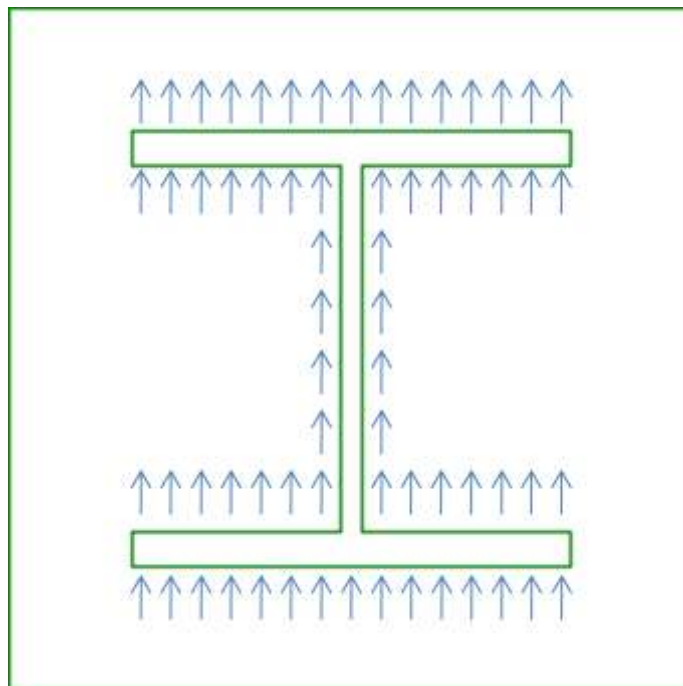


Figura 95. Tensión por efecto a  $V_z$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

$$\tau_z = \frac{8149}{11328} = 0,72 \text{ N mm}^2$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.3.1.1 SOLDADURA L1

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 1 con los valores por la expresión 9.7 y 9.8.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = 0,5 h + a_1 \quad (9.8)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 300 + 8 = 154 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{72220}{11328} + \frac{9770000}{181557685} z + \frac{1530000}{72118923} y \\ &= 17,84 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 17,84 + 0,72 = 13,13 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,06 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 23,03 \text{ N mm}^2$$

$$23,03 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$13,13 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.3.1.2 SOLDADURA L2

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 2 con los valores por la expresión 9.7 y 9.10.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = \frac{h}{2} - e_1 - \frac{a_2}{2} \quad (9.10)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ mm}$$

$$z = \frac{300}{2} - 19 - \frac{8}{2} = 127 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{72220}{11328} + \frac{9770000}{181557685} z + \frac{1530000}{72118923} y \\ &= 16,39 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 16,39 + 0,72 = 12,10 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,06 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 21,24 \text{ N mm}^2$$

$$21,24 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

$$12,10 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.3.1.3 SOLDADURA L3

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 3 con los valores por la expresión 9.11 y 9.12.

$$y = 0,5 e + a_3 \quad (9.11)$$

$$z = 0,5L_3 \quad (9.12)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 11 + 5 = 8 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 208 = 104 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{72220}{11328} + \frac{9770000}{181557685} z + \frac{1530000}{72118923} y \\ &= 12,14 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 12,14 + 0,06 = 8,63 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,72 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 15,28 \text{ N mm}^2$$

$$15,28 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$8,63 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.4 UNIÓN DE LA PLACA T4

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 96.

$$\begin{aligned} M_f &= 6,64 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fy} &= 3,07 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 5,89 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V &= 4,599 \text{ kN} & V_y &= 4,443 \text{ kN} & V_z &= 1,191 \text{ kN} \\ N &= 72,220 \text{ kN} \end{aligned}$$

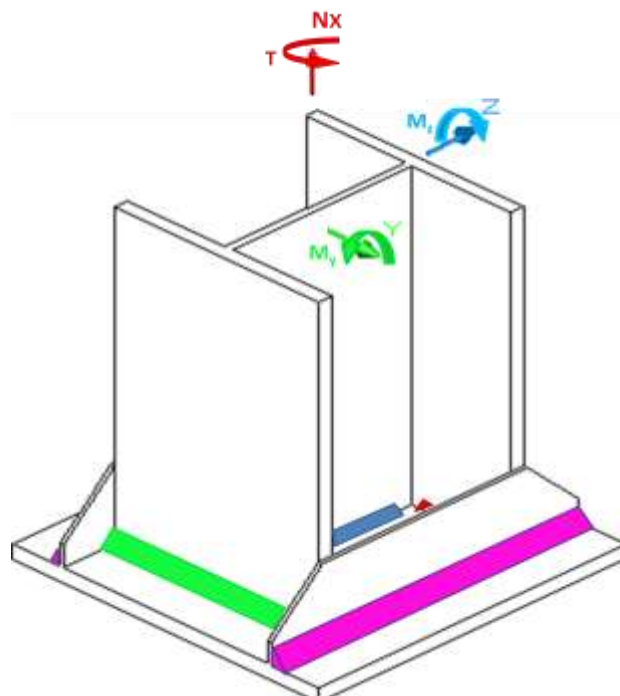


Figura 96. Placa T4 en 3D



Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 97.

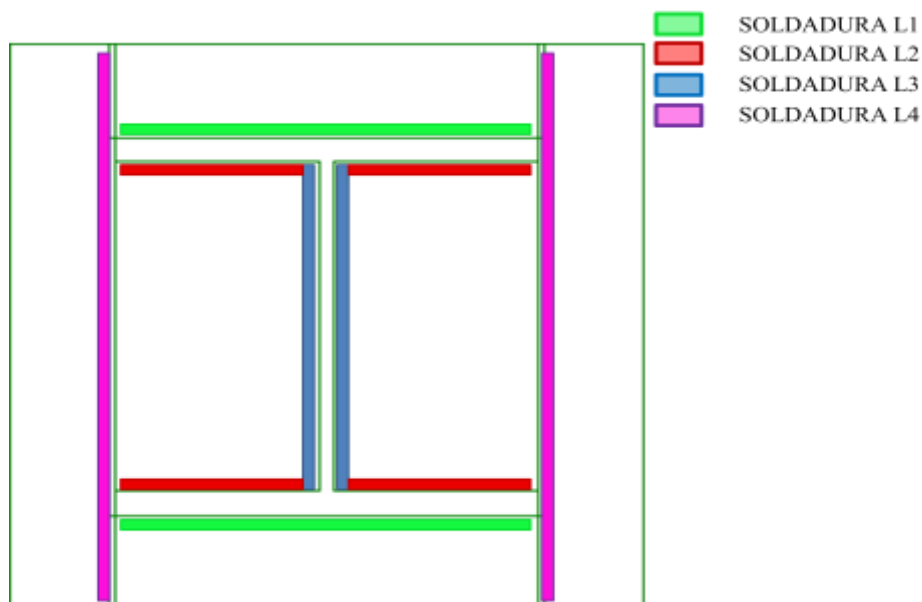


Figura 97. Placa T4 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil HEB 300
  - b; Longitud del ala, de 300 mm.
  - h; Altura de la sección del perfil, de 300 mm.
  - $h_1$ ; Distancia entre ala y ala, de 208 mm.
  - e; Espesor del alma, de 11 mm.
  - $e_1$ ; Espesor el ala, 19 mm.
- Placa de anclaje 550x550x20
  - c; Longitud de la placa paralela a los rigidizadores, de 550 mm.
  - $e_R$ ; Espesor del rigidizador, de 7 mm

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3	Soldadura 4
$a_i$	8	8	5	8

$L_i$	$L_1 \leq b$	$L_2 \leq \frac{b-e}{2} - a_3$	$L_3 \leq h_1$	$L_4 \leq c$
	300	139	208	550

Tabla 82. Soldaduras en T4

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.

$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.4.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 + 2 a_4 L_4 \quad (9.1)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left[ \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right]^2 + 4 a_2 L_2 \left[ \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right]^2 + \quad d$$

$$+ 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} + 2 \frac{a_4 L_4^3}{12} \quad (9.2)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + \quad d$$

$$+ 2 a_3 L_3 \left[ \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2} \right]^2 + 2 a_4 L_4 \left[ \frac{b}{2} + \frac{a_4}{2} + e_R \right]^2 \quad (9.3)$$

$$A_T = 2 \cdot 8 \cdot 300 + 4 \cdot 8 \cdot 139 + 2 \cdot 5 \cdot 208 + 2 \cdot 8 \cdot 550 = 20128 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 2 \cdot 8 \cdot 300 \frac{300}{2} + \frac{8^3}{2} + 4 \cdot 8 \cdot 139 \frac{300}{2} - \frac{8}{2} - 19^2 + 2 \frac{5 \cdot 208^3}{12} + 2 \frac{8 \cdot 550^3}{12} = 403391018 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2 \frac{8 \cdot 300^3}{12} + 2 \frac{8 \cdot 300^3}{12} - 2 \frac{8 \cdot 300 - 2 \cdot 139^3}{12} + 2 \cdot 5 \cdot 208 \frac{11}{2} + \frac{5^3}{2} + 2 \cdot 8 \cdot 550 \frac{300}{2} + \frac{8}{2} + 7^2 = 300223723 \text{ mm}^4$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5.

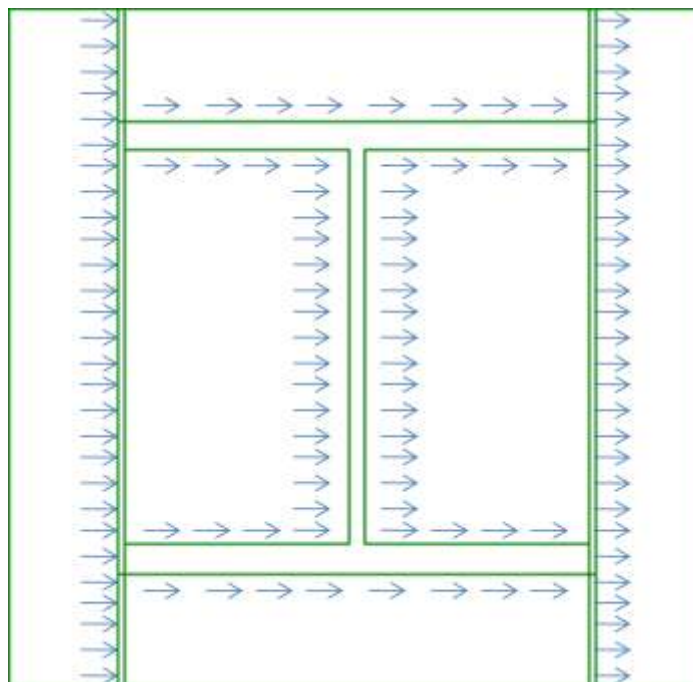


Figura 98. Tensión por efecto a  $V_y$

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_y = \frac{4443}{20128} = 0,22 \text{ N mm}^2$$

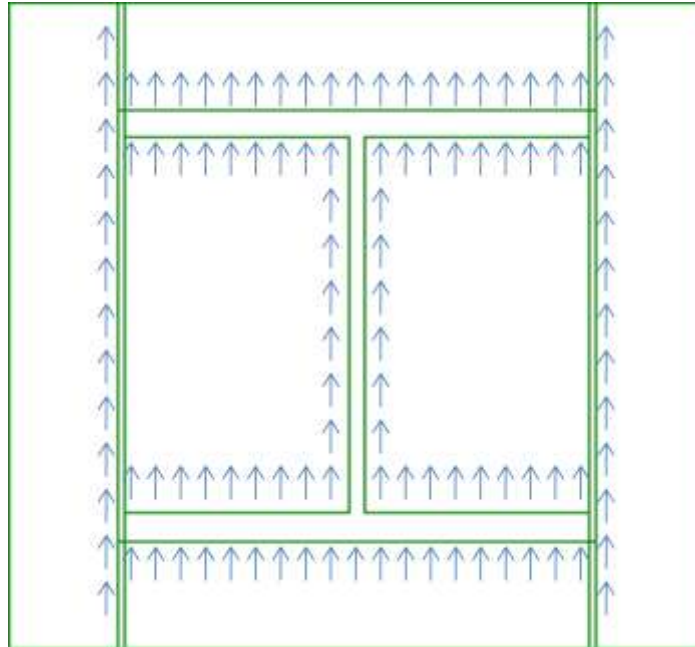


Figura 99. Tensión por efecto a  $V_z$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

$$\tau_z = \frac{1191}{20128} = 0,06 \text{ N mm}^2$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.4.1.1 SOLDADURA L1

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura I con los valores por la expresión 9.7 y 9.8.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = 0,5 h + a_1 \quad (9.8)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 300 + 8 = 154 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{72220}{20128} + \frac{3070000}{403391018} z + \frac{5890000}{300223723} y \\ &= 7,70 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 7,70 + 0,06 = 5,49 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,22 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 9,80 \text{ N mm}^2$$

$$9,80 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$5,49 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.4.1.2 SOLDADURA L2

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 2 con los valores por la expresión 9.7 y 9.10.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = \frac{h}{2} - e_1 - \frac{a_2}{2} \quad (9.10)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ mm}$$

$$z = \frac{300}{2} - 19 - \frac{8}{2} = 127 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{72220}{20128} + \frac{3070000}{403391018} z + \frac{5890000}{300223723} y \\ &= 7,50 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 7,50 + 0,06 = 5,34 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,22 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 9,55 \text{ N mm}^2$$

$$9,55 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$5,34 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.4.1.3 SOLDADURA L3

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 3 con los valores por la expresión 9.11 y 9.12.

$$y = 0,5 e + a_3 \quad (9.11)$$

$$z = 0,5L_3 \quad (9.12)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 11 + 5 = 8 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 208 = 104 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{72220}{20128} + \frac{3070000}{403391018} z + \frac{5890000}{300223723} y \\ &= 4,54 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\bar{z}}{2} 4,54 + 0,22 = 3,36 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,06 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 6,11 \text{ N mm}^2$$

$$6,11 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$3,36 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

#### 3.9.4.1.4 SOLDADURA L4

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 4 con los valores por la expresión 9.13 y 9.14.

$$y = 0,5 b + 2e_R + 2a_4 \quad (9.13)$$

$$z = 0,5L_4 \quad (9.14)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 300 + 2 \cdot 7 + 2 \cdot 8 = 165 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 550 = 275 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{72220}{20128} + \frac{3070000}{403391018} z + \frac{5890000}{300223723} y \\ &= 8,92 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vy en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.



$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\bar{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\bar{2}}{2} 8,92 + 0,22 = 6,46 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,06 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 11,48 \text{ N mm}^2$$

$$11,48 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$6,46 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.5 UNIÓN DE LA PLACA T5

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 100.

$$M_{fy} = 19,51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 5,920 \text{ kN}$$

$$N = 20,664 \text{ kN}$$

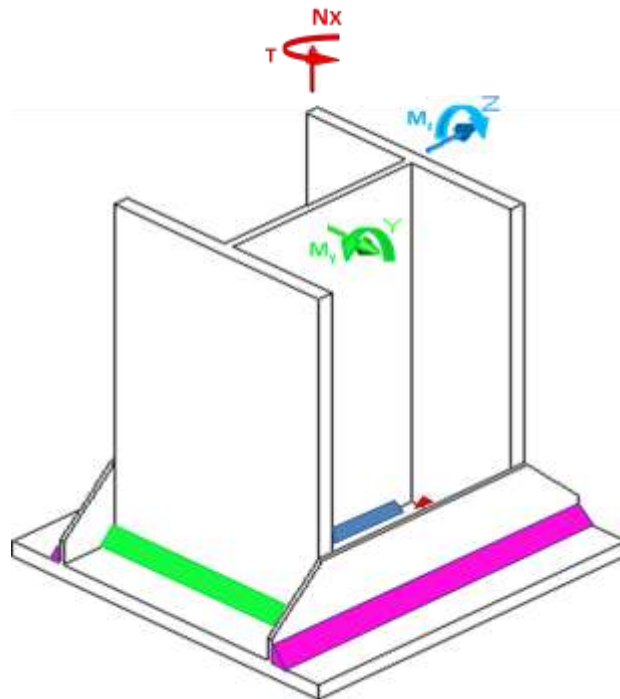


Figura 100. Placa T5 en 3D

Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 101.

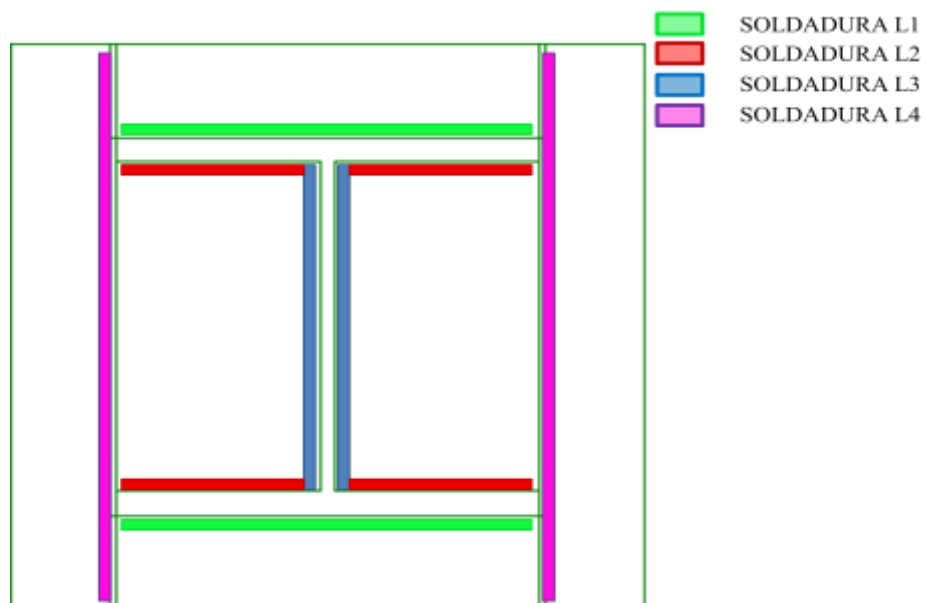


Figura 101. Placa T5 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil HEB 240
  - $b$ ; Longitud del ala, de 240 mm.
  - $h$ ; Altura de la sección del perfil, de 240 mm.
  - $h_1$ ; Distancia entre ala y ala, de 164 mm.
  - $e$ ; Espesor del alma, de 10 mm.
  - $e_1$ ; Espesor el ala, 17 mm.
- Placa de anclaje 550x550x20
  - $c$ ; Longitud de la placa paralela a los rigidizadores, de 550 mm.
  - $e_R$ ; Espesor del rigidizador, de 8 mm

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3	Soldadura 4
$a_i$	5	5	3	5
$L_i$	$L_1 \leq b$ 240	$L_2 \leq \frac{b-e}{2} - a_3$ 112	$L_3 \leq h_1$ 164	$L_4 \leq c$ 550

Tabla 83. Soldaduras en T5

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.

$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.5.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 + 2 a_4 L_4 \quad (9.1)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left[ \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right]^2 + 4 a_2 L_2 \left[ \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right]^2 + \quad d$$

$$+ 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} + 2 \frac{a_4 L_4^3}{12} \quad (9.2)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + \quad d$$

$$+ 2 a_3 L_3 \left[ \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2} \right]^2 + 2 a_4 L_4 \left[ \frac{b}{2} + \frac{a_4}{2} + e_R \right]^2 \quad (9.3)$$

$$A_T = 2 \cdot 5 \cdot 240 + 4 \cdot 5 \cdot 112 + 2 \cdot 3 \cdot 164 + 2 \cdot 5 \cdot 550 = 11124 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 2 \cdot 5 \cdot 240 \left[ \frac{240}{2} + \frac{5}{2} \right]^2 + 4 \cdot 5 \cdot 112 \left[ \frac{240}{2} - \frac{5}{2} - 17 \right]^2 + 2 \frac{3 \cdot 164^3}{12}$$

$$+ 2 \frac{5 \cdot 550^3}{12} = 199490865 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2 \frac{5 \cdot 240^3}{12} + 2 \frac{5 \cdot 240^3}{12} - 2 \frac{5 \cdot 240 - 2 \cdot 112^3}{12} + 2 \cdot 3 \cdot 164 \left[ \frac{10}{2} + \frac{3}{2} \right]^2$$

$$+ 2 \cdot 5 \cdot 550 \left[ \frac{240}{2} + \frac{5}{2} + 8 \right]^2 = 116744536 \text{ mm}^4$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5.

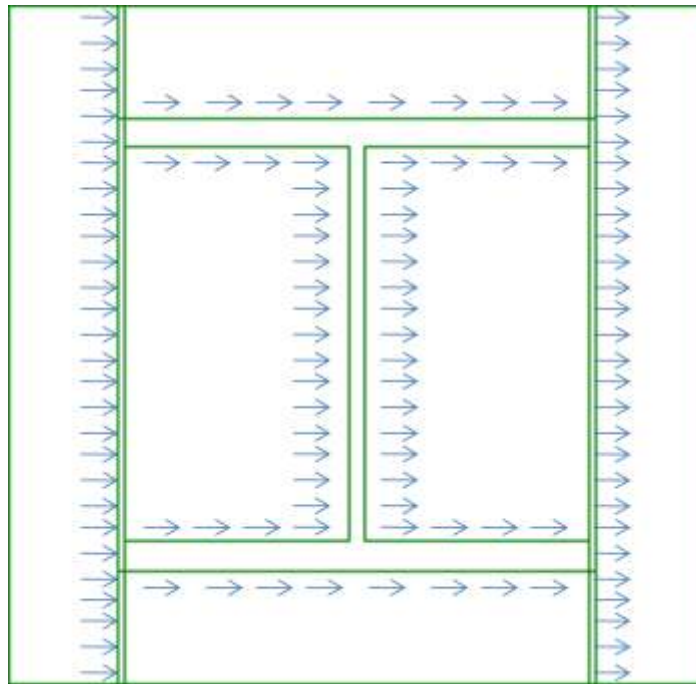


Figura 102. Tensión por efecto a  $V_y$

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_y = \frac{0}{11124} = 0 \text{ N mm}^2$$

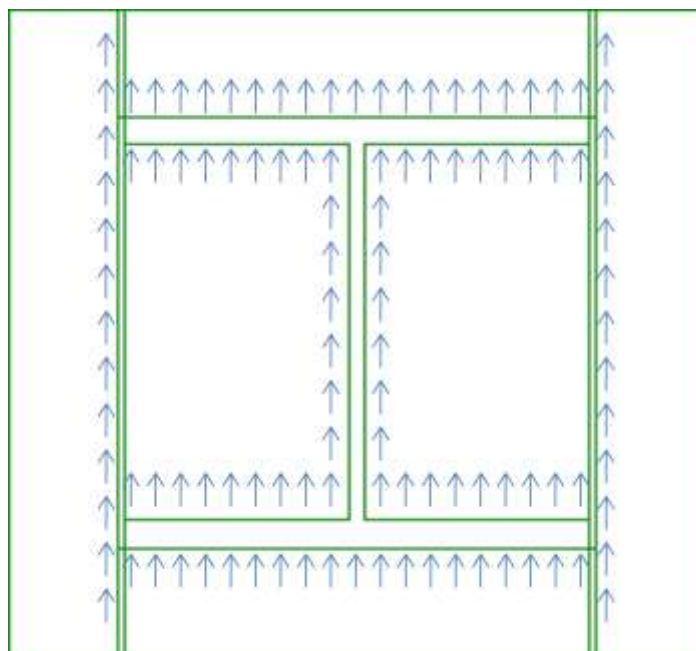


Figura 103. Tensión por efecto a  $V_z$ 

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

$$\tau_z = \frac{5920}{11124} = 0,53 \text{ N } mm^2$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.5.1.1 SOLDADURA L1

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 1 con los valores por la expresión 9.7 y 9.8.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = 0,5 h + a_1 \quad (9.8)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 240 = 120 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 240 + 5 = 122,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20664}{11124} + \frac{19510000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 13,84 \text{ N } mm^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_z$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 13,84 + 0,53 = 10,16 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 17,88 \text{ N mm}^2$$

$$17,88 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$10,16 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.5.1.2 SOLDADURA L2

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 2 con los valores por la expresión 9.7 y 9.10.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = \frac{h}{2} - e_1 - \frac{a_2}{2} \quad (9.10)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 240 = 120 \text{ mm}$$

$$z = \frac{240}{2} - 17 - \frac{5}{2} = 100,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20664}{11124} + \frac{19510000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 11,69 \text{ N mm}^2\end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\bar{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\bar{2}}{2} 11,69 + 0,53 = 8,64 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 15,25 \text{ N mm}^2$$

$$15,25 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$8,64 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.5.1.3 SOLDADURA L3

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 3 con los valores por la expresión 9.11 y 9.12.

$$y = 0,5 e + a_3 \quad (9.11)$$

$$z = 0,5L_3 \quad (9.12)$$



Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 10 + 3 = 6,5 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 164 = 82 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20664}{111124} + \frac{19510000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 9,88 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 9,88 + 0 = 6,99 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,53 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 12,43 \text{ N mm}^2$$

$$12,43 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$6,99 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.5.1.4 SOLDADURA L4

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 4 con los valores por la expresión 9.13 y 9.14.

$$y = 0,5 b + 2e_R + 2a_4 \quad (9.13)$$

$$z = 0,5L_4 \quad (9.14)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 240 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 5 = 133 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 550 = 275 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20664}{11124} + \frac{19510000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 28,75 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\bar{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\bar{2}}{2} 28,75 + 0 = 20,33 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,53 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 35,51 \text{ N mm}^2$$

$$35,51 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots \text{CUMPLE}$$

$$20,33 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.6 UNIÓN DE LA PLACA T6

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 104.

$$M_{fy} = 19,90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 6,039 \text{ kN}$$

$$N = 20,876 \text{ kN}$$

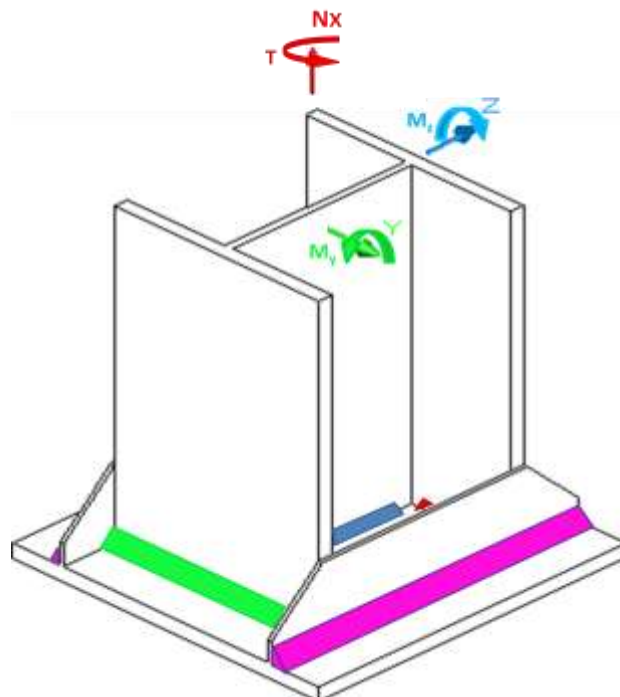


Figura 104. Placa T6 en 3D

Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 105.

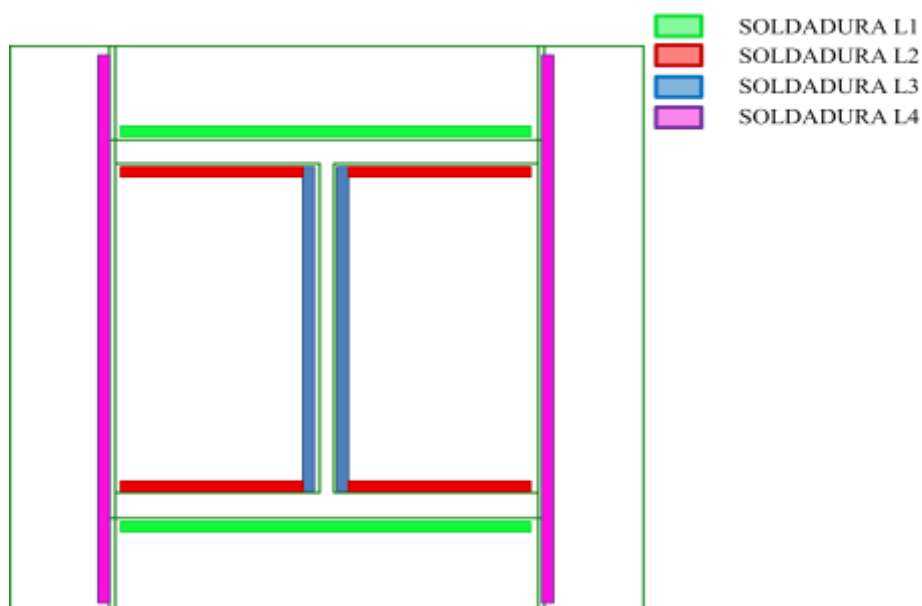


Figura 105. Placa T6 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil HEB 240
  - b; Longitud del ala, de 240 mm.
  - h; Altura de la sección del perfil, de 240 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 164 mm.
  - e; Espesor del alma, de 10 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 17 mm.
- Placa de anclaje 550x550x20
  - c; Longitud de la placa paralela a los rigidizadores, de 550 mm.
  - e<sub>R</sub>; Espesor del rigidizador, de 8 mm

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3	Soldadura 4
$a_i$	5	5	3	5
$L_i$	$L_1 \leq b$ 240	$L_2 \leq \frac{b - e}{2} - a_3$ 112	$L_3 \leq h_1$ 164	$L_4 \leq c$ 550

Tabla 84. Soldaduras en T6

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.

$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.6.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 + 2 a_4 L_4 \quad (9.1)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left[ \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right]^2 + 4 a_2 L_2 \left[ \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right]^2 + \quad d$$

$$+ 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} + 2 \frac{a_4 L_4^3}{12} \quad (9.2)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + \quad d$$

$$+ 2 a_3 L_3 \left[ \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2} \right]^2 + 2 a_4 L_4 \left[ \frac{b}{2} + \frac{a_4}{2} + e_R \right]^2 \quad (9.3)$$

$$A_T = 2 \cdot 5 \cdot 240 + 4 \cdot 5 \cdot 112 + 2 \cdot 3 \cdot 164 + 2 \cdot 5 \cdot 550 = 11124 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 2 \cdot 5 \cdot 240 \left[ \frac{240}{2} + \frac{5}{2} \right]^2 + 4 \cdot 5 \cdot 112 \left[ \frac{240}{2} - \frac{5}{2} - 17 \right]^2 + 2 \frac{3 \cdot 164^3}{12}$$

$$+ 2 \frac{5 \cdot 550^3}{12} = 199490865 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2 \frac{5 \cdot 240^3}{12} + 2 \frac{5 \cdot 240^3}{12} - 2 \frac{5 \cdot 240 - 2 \cdot 112^3}{12} + 2 \cdot 3 \cdot 164 \frac{10}{2} + \frac{3}{2}^2$$

$$+ 2 \cdot 5 \cdot 550 \frac{240}{2} + \frac{5}{2} + 8^2 = 116744536 \text{ mm}^4$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5.

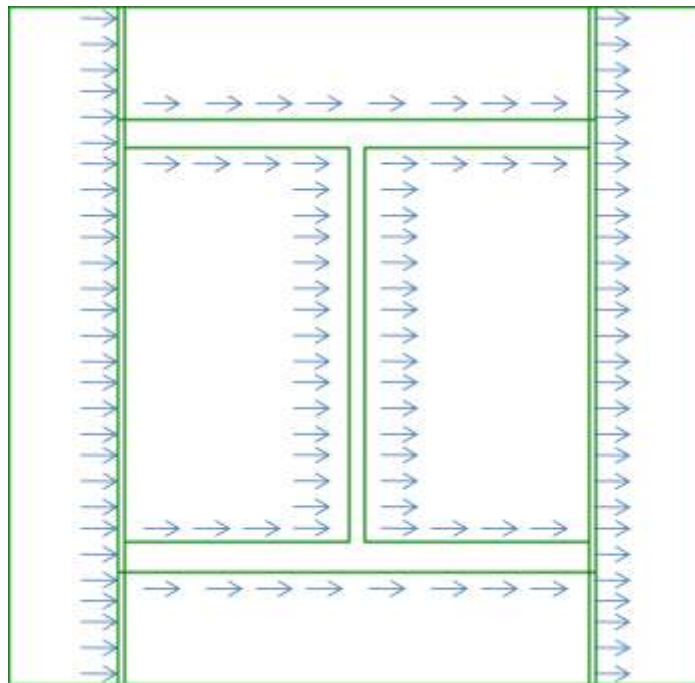


Figura 106. Tensión por efecto a  $V_y$

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_y = \frac{0}{11124} = 0 \text{ N mm}^2$$

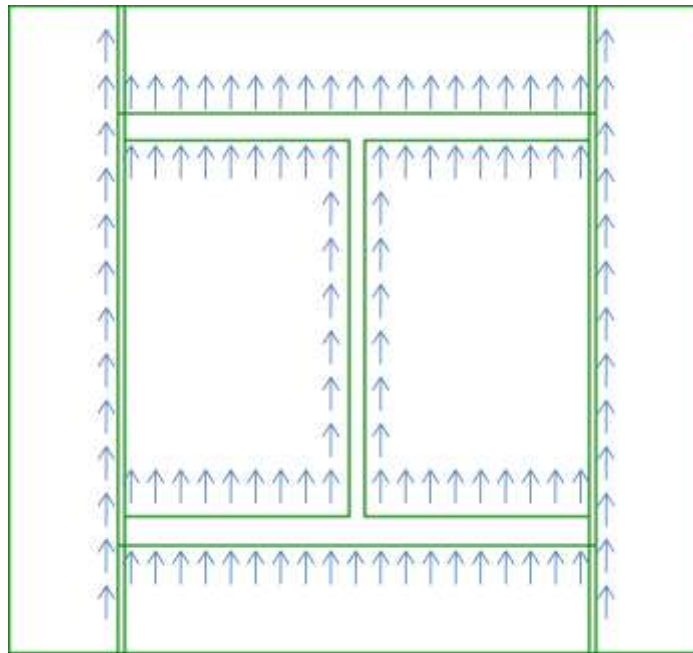


Figura 107. Tensión por efecto a  $V_z$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

$$\tau_z = \frac{6039}{11124} = 0,54 \text{ N mm}^2$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.6.1.1 SOLDADURA L1

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 1 con los valores por la expresión 9.7 y 9.8.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = 0,5 h + a_1 \quad (9.8)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 240 = 120 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 240 + 5 = 122,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20876}{11124} + \frac{19900000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 14,10 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 14,10 + 0,54 = 5,38 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 9,61 \text{ N mm}^2$$

$$9,61 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$5,38 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.6.1.2 SOLDADURA L2



Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 2 con los valores por la expresión 9.7 y 9.10.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = \frac{h}{2} - e_1 - \frac{a_2}{2} \quad (9.10)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 240 = 120 \text{ mm}$$

$$z = \frac{240}{2} - 17 - \frac{5}{2} = 100,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20876}{11124} + \frac{19900000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 11,90 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 11,90 + 0,54 = 8,80 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 15,52 \text{ N mm}^2$$

$$15,52 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

$$8,80 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.6.1.3 SOLDADURA L3

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 3 con los valores por la expresión 9.11 y 9.12.

$$y = 0,5 e + a_3 \quad (9.11)$$

$$z = 0,5L_3 \quad (9.12)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 10 + 3 = 6,5 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 164 = 82 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20876}{11124} + \frac{19900000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 10,06 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 10,06 + 0 = 7,11 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,54 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 12,64 \text{ N mm}^2$$

$$12,64 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$7,11 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.6.1.4 SOLDADURA L4

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 4 con los valores por la expresión 9.13 y 9.14.

$$y = 0,5 b + 2e_R + 2a_4 \quad (9.13)$$

$$z = 0,5L_4 \quad (9.14)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 240 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 5 = 133 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 550 = 275 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{20876}{11124} + \frac{19900000}{199490865} z + \frac{0}{116744536} y \\ &= 29,31 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 29,31 + 0 = 20,72 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,54 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 36,19 \text{ N mm}^2$$

$$36,19 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$20,72 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.7 UNIÓN DE LA PLACA T7

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 108.

$$M_{fy} = 0,26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 0,060 \text{ kN}$$

$$N = 4,887 \text{ kN}$$

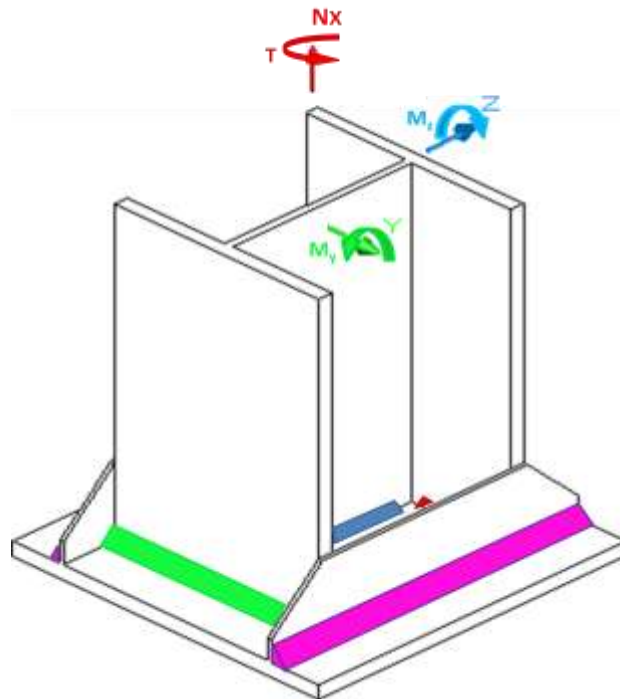


Figura 108. Placa T7 en 3D

Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 109.

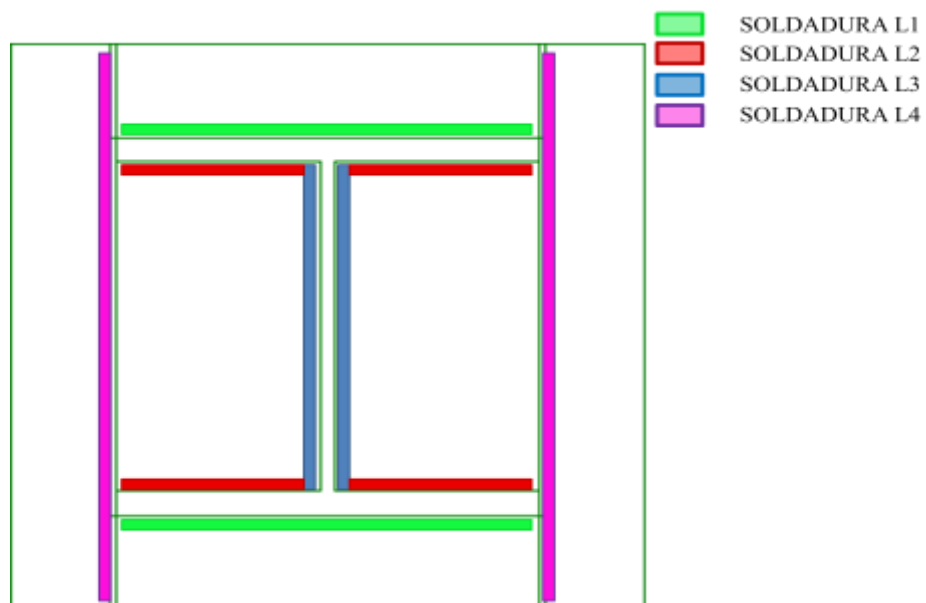


Figura 109. Placa T7 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil HEB 160
  - $b$ ; Longitud del ala, de 160 mm.
  - $h$ ; Altura de la sección del perfil, de 240 mm.
  - $h_1$ ; Distancia entre ala y ala, de 104 mm.
  - $e$ ; Espesor del alma, de 8 mm.
  - $e_1$ ; Espesor el ala, 13 mm.
  
- Placa de anclaje 400x400x15
  - $c$ ; Longitud de la placa paralela a los rigidizadores, de 400 mm.
  - $e_R$ ; Espesor del rigidizador, de 6 mm

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3	Soldadura 4
$a_i$	5	5	3	5
$L_i$	$L_1 \leq b$ 160	$L_2 \leq \frac{b-e}{2} - a_3$ 73	$L_3 \leq h_1$ 104	$L_4 \leq c$ 400

Tabla 85. Soldaduras en T6

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.

$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.7.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 + 2 a_4 L_4 \quad (9.1)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left[ \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right]^2 + 4 a_2 L_2 \left[ \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right]^2 + \quad d$$

$$+ 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} + 2 \frac{a_4 L_4^3}{12} \quad (9.2)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + \quad d$$

$$+ 2 a_3 L_3 \left[ \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2} \right]^2 + 2 a_4 L_4 \left[ \frac{b}{2} + \frac{a_4}{2} + e_R \right]^2 \quad (9.3)$$

$$A_T = 2 \cdot 5 \cdot 160 + 4 \cdot 5 \cdot 73 + 2 \cdot 3 \cdot 104 + 2 \cdot 5 \cdot 400 = 7684 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 2 \cdot 5 \cdot 160 \left[ \frac{160}{2} + \frac{5}{2} \right]^2 + 4 \cdot 5 \cdot 73 \left[ \frac{160}{2} - \frac{5}{2} - 13 \right]^2 + 2 \frac{3 \cdot 104^3}{12}$$

$$+ 2 \frac{5 \cdot 400^3}{12} = 70859730 \text{ mm}^4$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5.

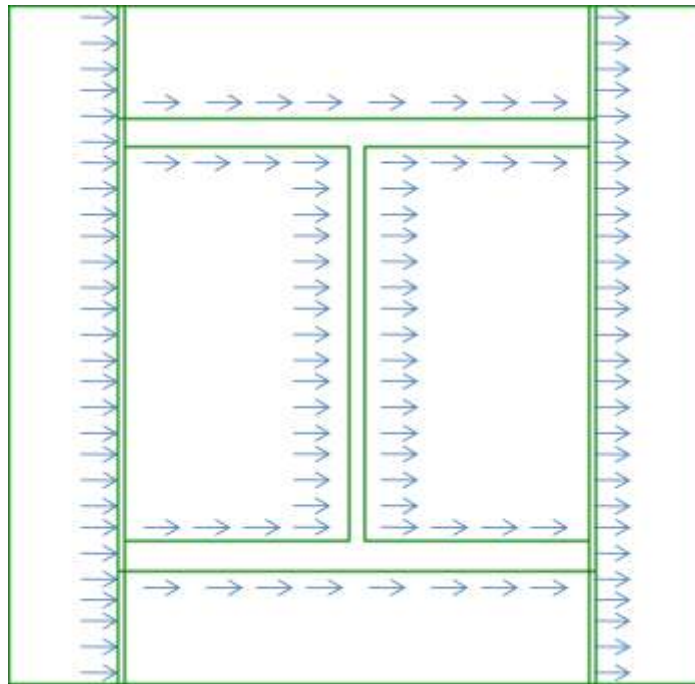


Figura 110. Tensión por efecto a  $V_y$

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_y = \frac{0}{7684} = 0 \text{ N mm}^2$$



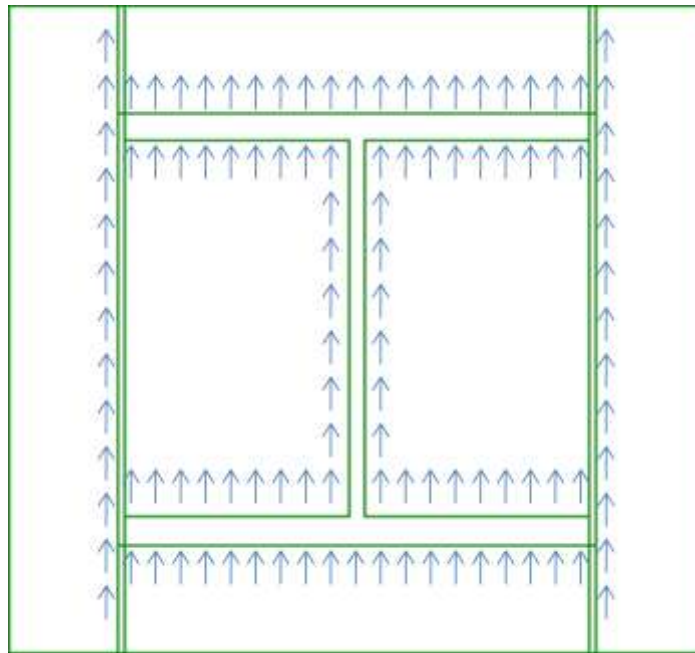


Figura 111. Tensión por efecto a  $V_z$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

$$\tau_z = \frac{60}{7684} = 0,007 \text{ N mm}^2$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.7.1.1 SOLDADURA L1

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 1 con los valores por la expresión 9.7 y 9.8.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = 0,5 h + a_1 \quad (9.8)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 160 = 80 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 160 + 5 = 82,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{4887}{7684} + \frac{260000}{70859730} z + \frac{0}{I_z} y = 0,94 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 0,94 + 0,007 = 0,67 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 1,42 \text{ N mm}^2$$

$$1,4261 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$0,67 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.7.1.2 SOLDADURA L2

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 2 con los valores por la expresión 9.7 y 9.10.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = \frac{h}{2} - e_1 - \frac{a_2}{2} \quad (9.10)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 160 = 60 \text{ mm}$$

$$z = \frac{160}{2} - 13 - \frac{5}{2} = 64,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{4887}{7684} + \frac{260000}{70859730} z + \frac{0}{I_z} y = 0,87 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 0,87 + 0,007 = 0,62 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 1,33 \text{ N mm}^2$$

$$1,33 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$0,62 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.7.1.3 SOLDADURA L3

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 3 con los valores por la expresión 9.11 y 9.12.

$$y = 0,5 e + a_3 \quad (9.11)$$

$$z = 0,5L_3 \quad (9.12)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 8 + 3 = 5,5 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 104 = 52 \text{ mm}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{4887}{7684} + \frac{260000}{70859730} z + \frac{0}{I_z} y = 0,83 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 0,83 + 0 = 0,58 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,007 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 1,27 \text{ N mm}^2$$

$$1,27 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

$$0,58 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.7.1.4 SOLDADURA L4

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 4 con los valores por la expresión 9.13 y 9.14.

$$y = 0,5 b + 2e_R + 2a_4 \quad (9.13)$$

$$z = 0,5L_4 \quad (9.14)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 160 + 2 \cdot 6 + 2 \cdot 5 = 133 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 400 = 200 \text{ mm}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{4887}{7684} + \frac{260000}{70859730} z + \frac{0}{I_z} y = 1,37 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 1,37 + 0 = 0,97 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,007 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 1,94 \text{ N mm}^2$$

$$1,94 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$0,97 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.8 UNIÓN DE LA PLACA T8

Las cargas que actúan sobre las soldaduras la obtendremos del Cype, y son representadas tal como indica la figura 112.

$$\begin{aligned} M_f &= 0,51 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fy} &= 0,47 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 0,21 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V &= 0,014 \text{ kN} & V_y &= 0,107 \text{ kN} & V_z &= 0,048 \text{ kN} \\ N &= 9,577 \text{ kN} \end{aligned}$$

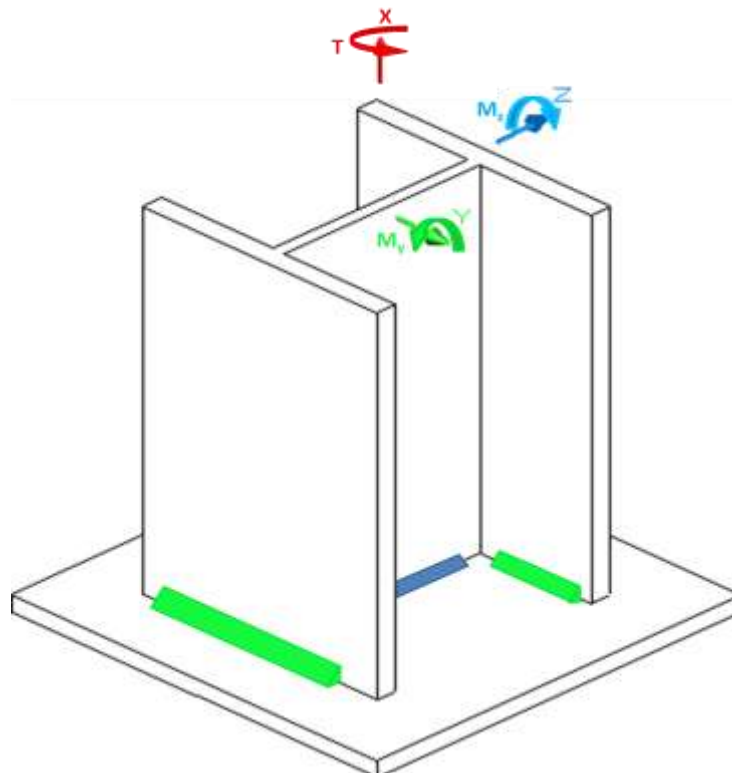


Figura 112. Placa T8 en 3D

Según el punto 2 del apartado 8.6.2 del CTE-DB-SE-A el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm. Por tanto, debemos partir con una longitud de soldadura y garganta, como indica la figura 113.

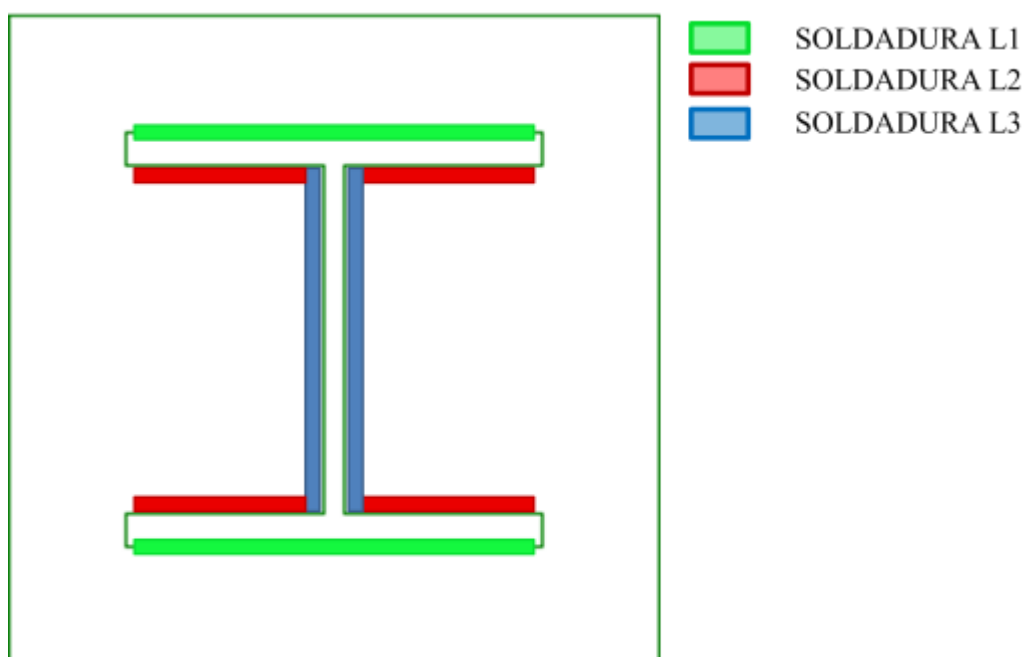


Figura 113. Placa T8 en 2D

Las características de la unión son:

- Perfil HEB 160
  - b; Longitud del ala, de 160 mm.
  - h; Altura de la sección del perfil, de 160 mm.
  - $h_1$ ; Distancia entre ala y ala, de 104 mm.
  - e; Espesor del alma, de 8 mm.
  - $e_1$ ; Espesor el ala, 13 mm.

mm	Soldadura 1	Soldadura 2	Soldadura 3
$a_i$	5	5	3

$L_i$	$L_1 \leq b$	$L_2 \leq \frac{b-e}{2} - a_3$	$L_3 \leq h_1$
	160	73	104

Tabla 86. Soldaduras en T8

Siendo:

$L_i$ ; Longitud del cordón de soldadura.

$a_i$ ; Tamaño de la garganta, como mínimo 3mm.

### 3.9.8.1 CÁLCULO Y COMPROBACIONES DE LAS TENDIONES

En primer lugar se abaten los planos de garganta de los cordones de soldadura sobre el plano de contacto.

A continuación se obtienen las características geométricas del conjunto:

$$A_T = a_i L_i = 2 a_1 L_1 + 4 a_2 L_2 + 2 a_3 L_3 \quad (9.15)$$

$$I_y = 2 a_1 L_1 \left( \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right)^2 + 4 a_2 L_2 \left( \frac{h}{2} - \frac{a_2}{2} - e_1 \right)^2 + 2 \frac{a_3 L_3^3}{12} \quad (9.16)$$

$$I_z = 2 \frac{a_1 L_1^3}{12} + 2 \frac{a_2 L_1^3}{12} - 2 \frac{a_2 L_1 - 2L_2^3}{12} + 2 a_3 L_3 \left( \frac{e}{2} + \frac{a_3}{2} \right)^2 \quad (9.17)$$

$$A_T = 2 \cdot 5 \cdot 160 + 4 \cdot 5 \cdot 73 + 2 \cdot 3 \cdot 104 + 2 \cdot 5 \cdot 400 = 3684 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 2 \cdot 5 \cdot 160 \left( \frac{160}{2} + \frac{5}{2} \right)^2 + 4 \cdot 5 \cdot 73 \left( \frac{160}{2} - \frac{5}{2} - 13 \right)^2 + 2 \frac{3 \cdot 104^3}{12} + 2 \frac{5 \cdot 400^3}{12} = 17526396 \text{ mm}^4$$



$$I_z = 2 \frac{5 \cdot 160^3}{12} + 2 \frac{5 \cdot 160^3}{12} - 2 \frac{5 \cdot 160 - 2 \cdot 73^3}{12} + 2 \cdot 3 \cdot 104 \left( \frac{8}{2} + \frac{3}{2} \right)^2$$

$$= 3429923 \text{ mm}^4$$

Ahora determinamos de forma ordenada las tensiones:

Por efecto de un esfuerzo cortante obtenemos la tensión con las expresiones 9.4 y 9.5.

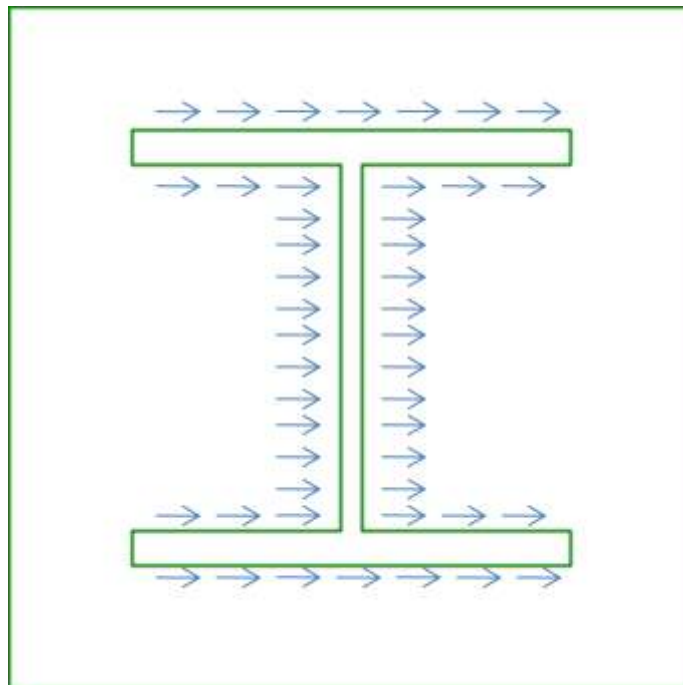


Figura 114. Tensión por efecto a  $V_y$

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_T} \quad (9.4)$$

$$\tau_y = \frac{107}{3684} = 0,03 \text{ N mm}^2$$

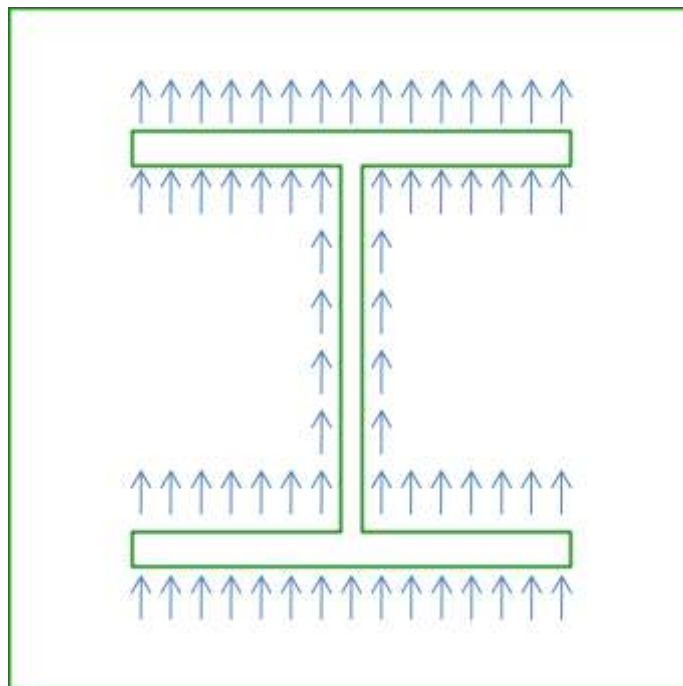


Figura 115. Tensión por efecto a  $V_z$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_T} \quad (9.5)$$

$$\tau_z = \frac{48}{3684} = 0,01 \text{ N mm}^2$$

Ahora determinamos las tensiones normales para cada cordón de soldadura con la expresión 9.6.

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y \quad (9.6)$$

### 3.9.8.1.1 SOLDADURA L1

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 1 con los valores por la expresión 9.7 y 9.8.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = 0,5 h + a_1 \quad (9.8)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 160 = 80 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 160 + 5 = 82,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{9577}{3684} + \frac{470000}{17526396} z + \frac{210000}{3429923} y = 9,71 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 9,71 + 0,01 = 6,87 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,03 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 12,19 \text{ N mm}^2$$

$$12,19 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$6,87 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.8.1.2 SOLDADURA L2

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 2 con los valores por la expresión 9.7 y 9.10.

$$y = 0,5L_1 \quad (9.7)$$

$$z = \frac{h}{2} - e_1 - \frac{a_2}{2} \quad (9.10)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 160 = 80 \text{ mm}$$

$$z = \frac{160}{2} - 13 - \frac{5}{2} = 64,6 \text{ mm}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{9577}{3684} + \frac{470000}{17526396} z + \frac{210000}{3429923} y = 9,23 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de Vz en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_z \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 9,23 + 0,01 = 6,53 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_y = 0,03 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 11,60 \text{ N mm}^2$$

$$11,60 < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

$$6,53 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

### 3.9.8.1.3 SOLDADURA L3

Para obtener la máxima tensión normal actuante sobre el cordón de soldadura utilizamos la expresión 9.6 para la soldadura 3 con los valores por la expresión 9.11 y 9.12.

$$y = 0,5 e + a_3 \quad (9.11)$$

$$z = 0,5L_3 \quad (9.12)$$

Resumen:

$$y = 0,5 \cdot 8 + 3 = 5,5 \text{ mm}$$

$$z = 0,5 \cdot 104 = 52 \text{ mm}$$

$$\sigma_N = \frac{N}{A_T} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = \frac{9577}{3684} + \frac{470000}{17526396} z + \frac{210000}{3429923} y = 4,33 \text{ N mm}^2$$

Descomponemos la tensión normal y la tensión proporcionada a efecto de  $V_y$  en tensión tangencial y perpendicular al plano de la garganta con la expresión 9.9.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_N + \tau_y \quad (9.9)$$

Resultado:

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} 4,33 + 0,03 = 3,08 \text{ N mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \tau_z = 0,01 \text{ N mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} + 3 \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 = 5,62 \text{ N mm}^2$$

$$5,62 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ N mm}^2 \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

$$3,08 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 344 \text{ N mm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

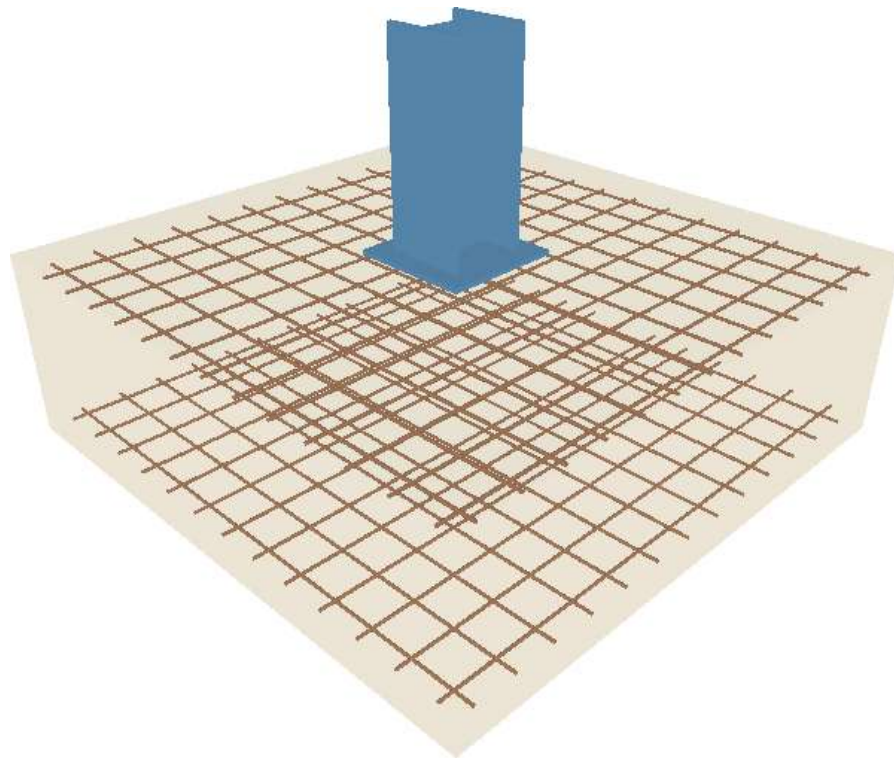
### 3.10 CÁLCULO DE ZAPATA

Para la aprobación de las zapatas dimensionadas por el Cype, el CTE recomienda por a través del punto 3 del apartado 2.4.2.4 que los reglamentos de los Documentos Básicos relativos a la seguridad estructural lo podemos verificar por medio del la norma EHE-08.

#### 3.10.1 ZAPATA T1

La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 116, y está sometida a las siguientes solicitaciones en la base del pilar:

$$\begin{aligned} M_f &= 5,91 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fy} &= 0,21 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 5,91 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V &= 4,503 \text{ kN} & V_y &= 4,499 \text{ kN} & V_z &= 0,190 \text{ kN} \\ N &= 48,027 \text{ kN} \end{aligned}$$



*Figura 116 .Zapata T1*

Las características de la cimentación son:

- Perfil HEB 300
  - b; Longitud del ala, de 300 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 300 mm.
  - $h_1$ ; Distancia entre ala y ala, de 208 mm.
  - e; Espesor del alma, de 19 mm.
  - $e_1$ ; Espesor el ala, 11 mm.
- Placa de anclaje 450x450x18 mm
- Zapata 215x215x70 cm

### **3.10.1.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL**

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 117.

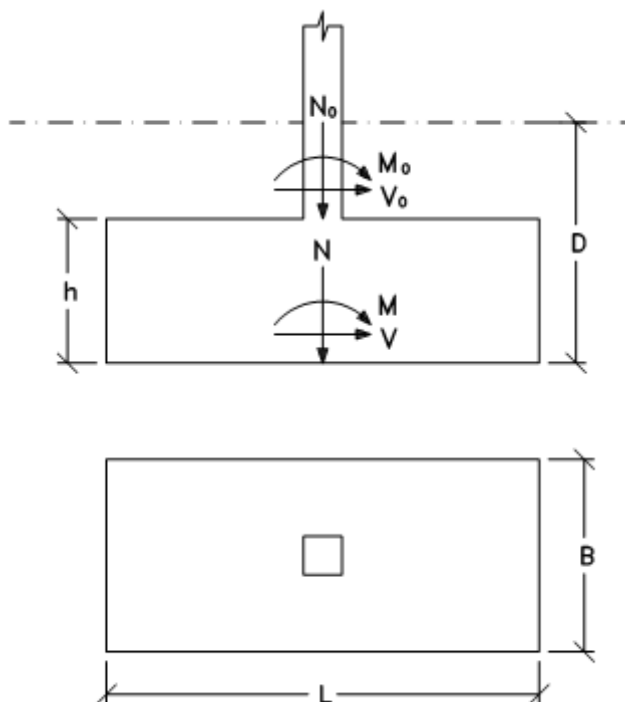


Figura 117. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \cdot \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$

$$N = 48,027 + 2,15 \cdot 2,15 \cdot 0,7 \cdot 25 = 129,0 \text{ kN}$$

$$M = 5,91 + 4,503 \cdot 0,7 = 9,1 \text{ kN m}$$

$$V = 4,5 \text{ kN}$$

Siendo:



$\gamma_{HA\ 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25\ kN\ m^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18\ kN\ m^3$ .

### 3.10.1.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{SV} = \frac{N^L}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{129[kN] \frac{2,15[m]}{2}}{9,1[kN\ m]} = 30,5$$

30,5 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 129 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 9,1 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 215 cm.

### 3.10.1.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{129 \cdot \tan \phi_d}{4,5} = 12,4$$

12,4 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 129 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 4,5 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.1.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{9,1}{129} = 0,07 \sim 0$$

Corresponde a una distribución uniforme de tensiones con expresión 10.10.

$$\sigma_{Ter.} = \frac{N}{B \cdot L} \quad (10.10)$$

$$\sigma_{Ter.} = \frac{129000 [N]}{2150 [mm] \cdot 2150 [mm]} = 0,02 \text{ N } mm^2 = 0,02 \text{ MPa}$$

$$0,02 < 1,25\sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 129 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 9,1 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 215 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 215 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.1.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.

$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

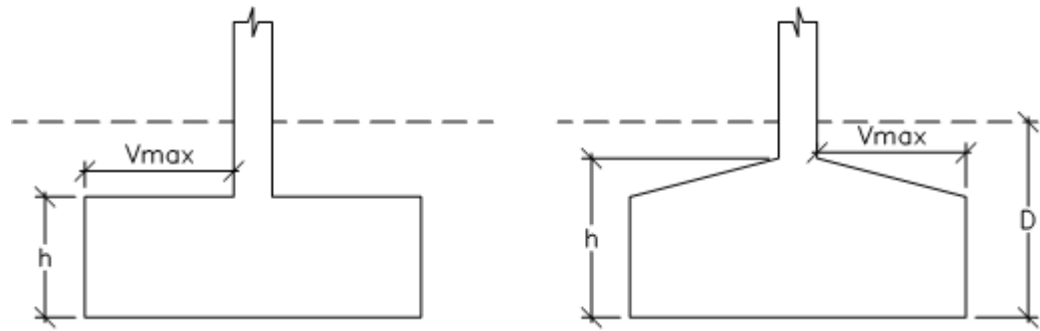


Figura 118. Zapata según EHE.

$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{2150 - 450}{2} = 850 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 700 = 1400 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 450 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 700 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 215 cm.

### 3.10.1.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 119.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$

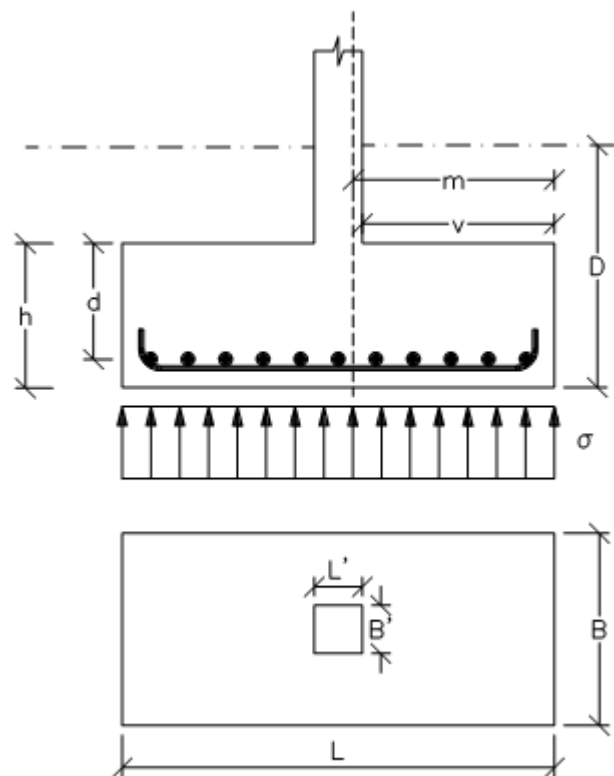


Figura 119. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

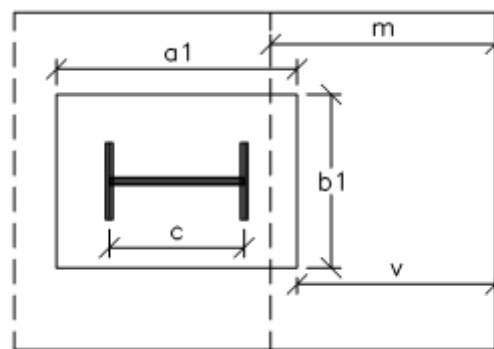


Figura 120. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 850 + \frac{450 - 300}{4} = 887,5 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial puede adoptarse una tensión media obtenida con la expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

Al obtener anteriormente una distribución de tensiones uniforme, tenemos que la  $\sigma_{max}$  y la  $\sigma_{min}$  son las mismas, así pues tendremos el mismo valor para  $\sigma$  y  $\sigma_1$ .

$$\sigma = \sigma_1 = 0,02 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

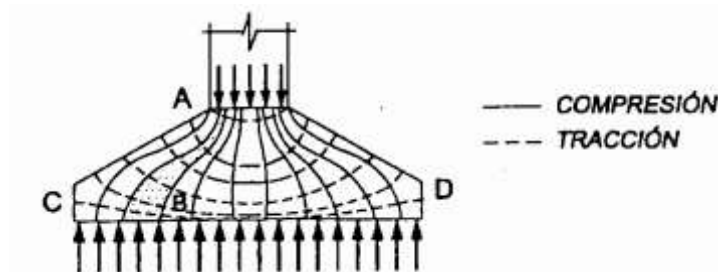


Figura 121. Red de isostáticas de una zapata aislada

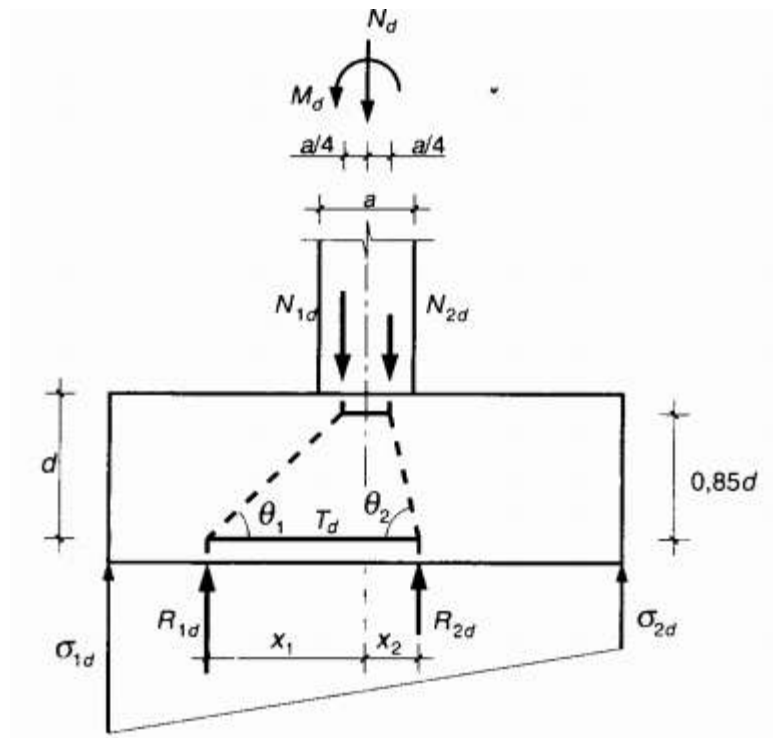


Figura 122. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,02 + 0,02}{2} 2150 \frac{2150}{2} = 46225 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{2150^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,02 + 0,02}{6} 2150}{R_{1d}} = 537,5 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 35931 \text{ N}$$

Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 300 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 700 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 215 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 215 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{35931}{\frac{400}{1,1}} = 99 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 2150 \cdot 700 = 2257 > 99 \text{ mm}^2$$

$$A = 2257 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$



$$A \cdot f_{yd} = 2257 \frac{400}{1,1} = 820727 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 2150 \cdot 700 \cdot 16,7 = 1005340 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1005340}{\frac{400}{1,1}} = 2765 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 12$ .

$$A = 2765 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 24$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B-2r-n\emptyset}{n-1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{2150 - 2 \cdot 70 - 24 \cdot 12}{24 - 1} + 12 = 87 \text{ mm}$$

Según el libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991, recomienda un mínimo de 10 cm de separación entre las barras.

$$S = 100 \text{ mm}$$

### 3.10.1.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura a una distancia de la cara del pilar.

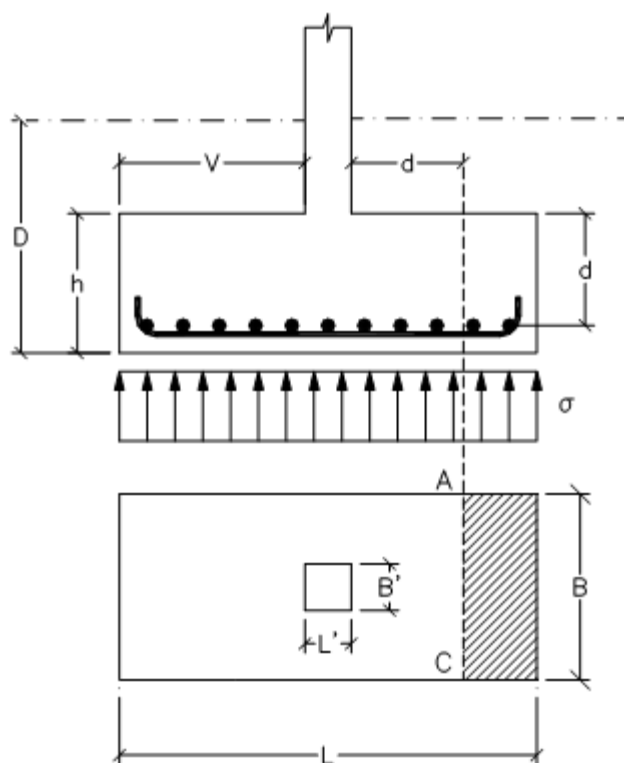


Figura 123. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,02 \cdot 2150 \cdot 850 - 700 = 10320 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde

$$\xi = 1 + \frac{200}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{200}{700} = 1,53$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{24 \cdot 12}{2150 \cdot 700}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 216110$$

$$V_d < V_{cu} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.1.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{35931}{2765} = 13 \text{ N } mm^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de Ø12 mm separadas 100 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.10.2 ZAPATA T2

La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 124, y está sometida a las siguientes solicitaciones en la base del pilar:

$$M_f = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 0 \text{ kN}$$

$$N = 1,06 \text{ kN}$$

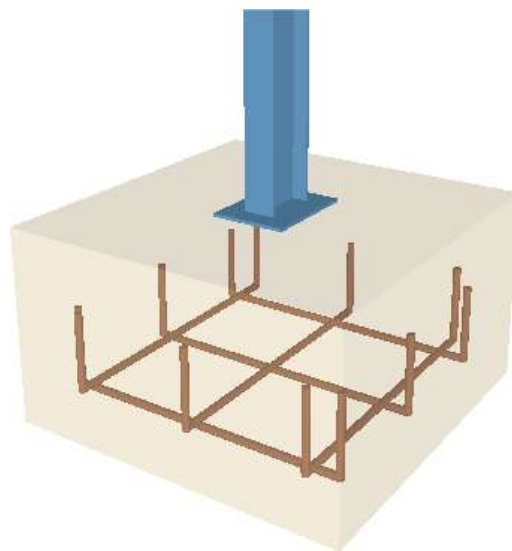


Figura 124. Zapata T2

Las características de la cimentación son:

- Perfil IPE 160
  - b; Longitud del ala, de 82 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 160 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 127 mm.
  - e; Espesor del alma, de 5 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 7,4 mm.
- Placa de anclaje 200x150x7 mm
- Zapata 70x70x40 cm

### 3.10.2.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 125.

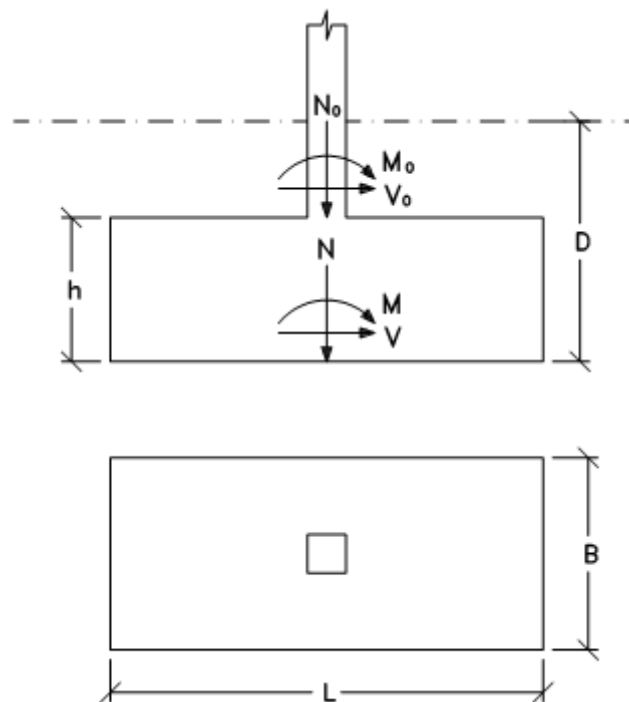


Figura 125. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$

$$N = 1,06 + 0,7 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 25 = 5,96 \text{ kN}$$

$$M = 0 + 1,06 \cdot 0,4 = 0,424 \text{ kN m}$$

$$V = 0 \text{ kN}$$

Siendo:

$\gamma_{HA\ 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25 \text{ kN m}^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18 \text{ kN m}^3$ .

### 3.10.2.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{SV} = \frac{N \frac{L}{2}}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{5,96[\text{kN}] \frac{0,7[\text{m}]}{2}}{0,424[\text{kN m}]} = 4,9$$

4,9 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 5,96 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,424 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 70 cm.

### 3.10.2.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{5,96 \cdot \tan \phi_d}{1} = 2,5$$

2,5 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 5,96 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 1 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.2.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{0,424}{5,96} = 0,07 \sim 0$$

Corresponde a una distribución uniforme de tensiones con expresión 10.10.

$$\sigma_{Ter.} = \frac{N}{B \cdot L} \quad (10.10)$$

$$\sigma_{Ter.} = \frac{5960 [N]}{700 [mm] \cdot 700 [mm]} = 0,012 N \text{ mm}^2 = 0,012 MPa$$

$$0,012 < 1,25\sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 5,96 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,424 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 70 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 70 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.2.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.



$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

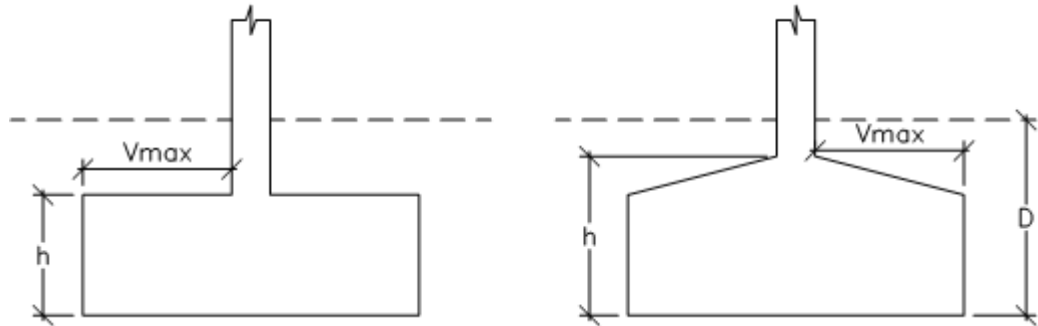


Figura 126. Zapata según EHE.

$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{700 - 200}{2} = 250 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 400 = 800 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 200 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 400 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 70 cm.

### 3.10.2.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 127.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$

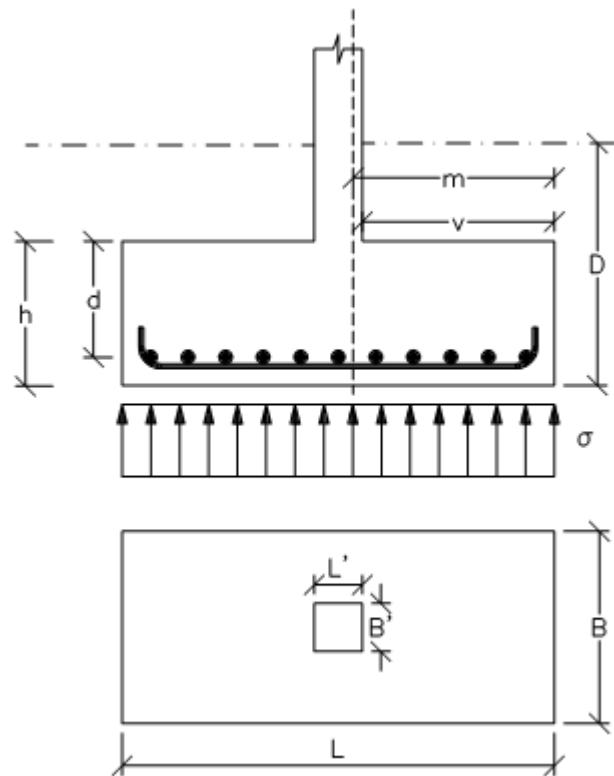


Figura 127. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

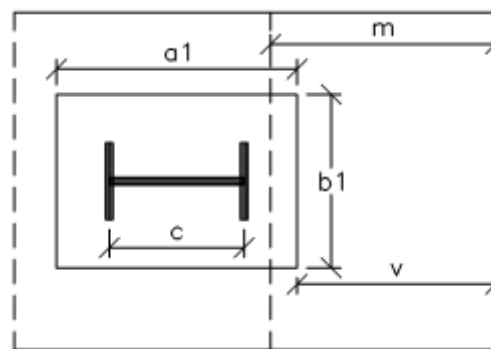


Figura 128. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 250 + \frac{200 - 160}{4} = 260 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial puede adoptarse una tensión media obtenida con la expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.

$$\frac{\sigma_{max}-\sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L-m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

Al obtener anteriormente una distribución de tensiones uniforme, tenemos que la  $\sigma_{max}$  y la  $\sigma_{min}$  son las mismas, así pues tendremos el mismo valor para  $\sigma$  y  $\sigma_1$ .

$$\sigma = \sigma_1 = 0,012 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

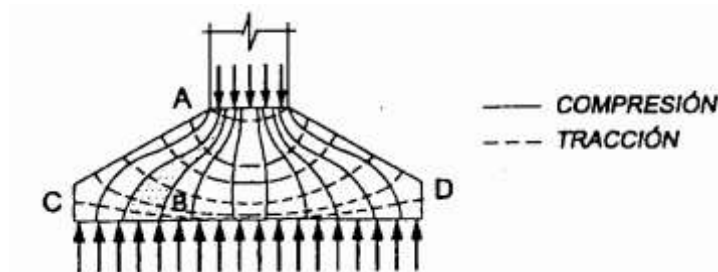


Figura 129. Red de isostáticas de una zapata aislada

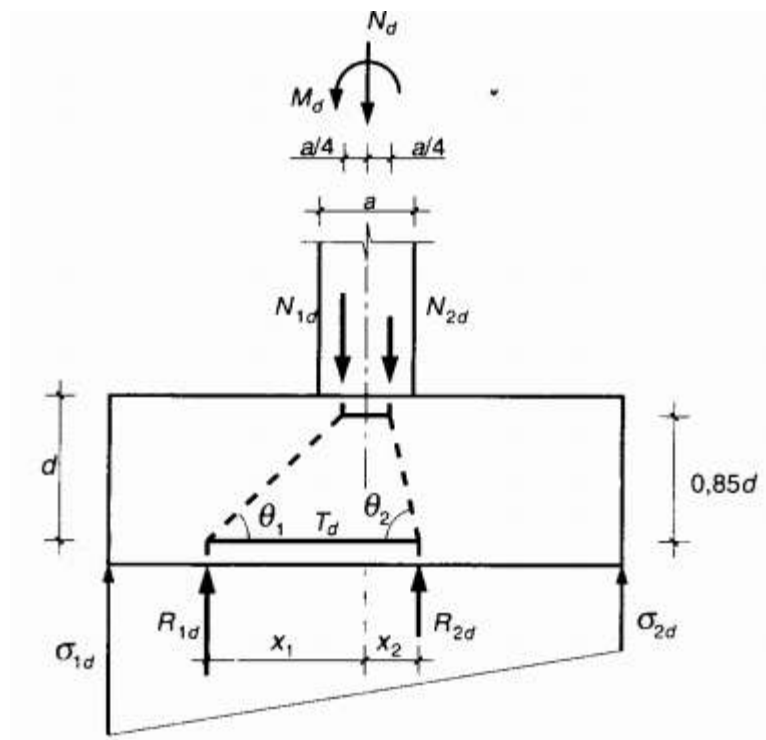


Figura 130. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,012 + 0,012}{2} 700 \frac{700}{2} = 2940 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{700^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,012 + 0,012}{6} 700}{R_{1d}} = 175 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 1167 \text{ N}$$

Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 160 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 400 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 70 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 70 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{1167}{\frac{400}{1,1}} = 3,2 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 700 \cdot 400 = 420 > 3,2 \text{ mm}^2$$

$$A = 420 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$

$$A \cdot f_{yd} = 420 \frac{400}{1,1} = 152727 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 700 \cdot 400 \cdot 16,7 = 187040 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{187040}{\frac{400}{1,1}} = 514,36 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 16$ .

$$A = 514,36 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 2,5 \approx 3$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B-2r-n\emptyset}{n-1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{700 - 2 \cdot 70 - 3 \cdot 16}{3 - 1} + 16 = 272 \text{ mm}$$

### 3.10.2.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura a una distancia de la cara del pilar.

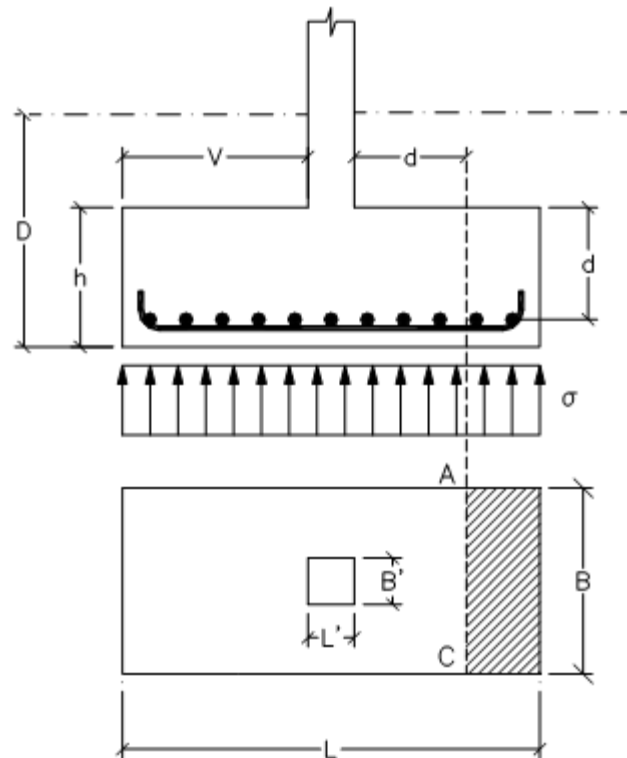


Figura 131. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,012 \cdot 700 \cdot 250 - 400 = -2016 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde

$$\xi = 1 + \frac{200}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{200}{400} = 1,70$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{3 \cdot 16}{700 \cdot 400}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 43065 \text{ N}$$

$$V_d < V_{cu} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.2.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{1167}{514,36} = 2,3 \text{ N mm}^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de Ø16 mm separadas 272 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.10.3 ZAPATA T3

La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 132, y está sometida a las siguientes sollicitaciones en la base del pilar:



$$M_f = 9,89 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fy} = 9,77 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{fz} = 1,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$V = 8,175 \text{ kN} \quad V_y = 0,657 \text{ kN} \quad V_z = 8,149 \text{ kN}$$
$$N = 72,220 \text{ kN}$$

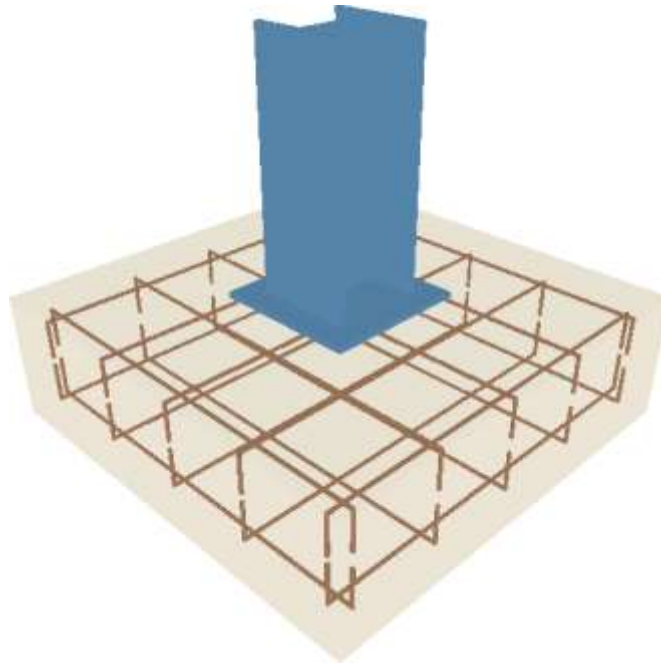


Figura 132. Zapata T3

Las características de la cimentación son:

- Perfil HEB 300
  - b; Longitud del ala, de 300 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 300 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 208 mm.
  - e; Espesor del alma, de 11 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 19 mm.
- Placa de anclaje 450x450x18 mm
- Zapata 135x135x40 cm

### 3.10.3.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 133.

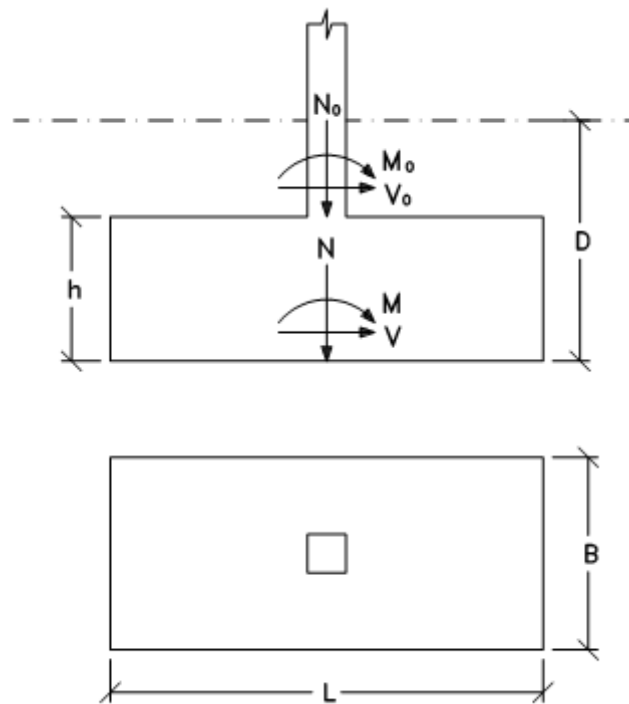


Figura 133. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \cdot \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$

$$N = 72,22 + 1,35 \cdot 1,35 \cdot 0,4 \cdot 25 = 90,4 \text{ kN}$$

$$M = 9,89 + 72,22 \cdot 0,4 = 38,8 \text{ kN m}$$

$$V = 8,175 \text{ kN}$$

Siendo:

$\gamma_{HA 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25 \text{ kN m}^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18 \text{ kN m}^3$ .

### 3.10.3.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{SV} = \frac{N^L}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{90,4[\text{kN}] \frac{1,35[\text{m}]}{2}}{38,8[\text{kN m}]} = 1,57$$

1,57 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 90,4 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 38,8 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 135 cm.

### 3.10.3.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{90,4 \cdot \tan \phi_d}{8,175} = 4,8$$

4,8 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 90,4 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 8,175 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.3.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{38,8}{90,4} = 0,4 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1,35}{6} = 0,225 \text{ m}$$

Correspondería una distribución triangular con una zona comprimida y una traccionada. Como no puede haber tracción entre el hormigón y el terreno se acepta que se produce una redistribución de tensiones de forma que se produzca un equilibrio de esfuerzos (figura 134). Aplicamos las expresiones 10.27, 10.28 y 10.29.

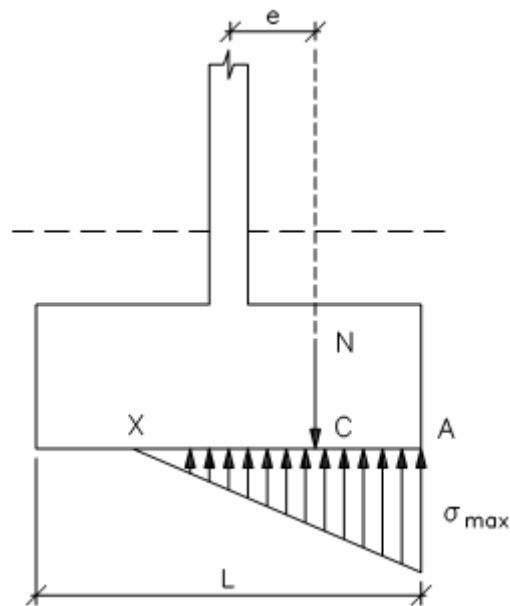


Figura 134. Distribución triangular de tensiones.

$$N = \frac{\sigma_{max} \cdot AX}{2} B \quad (10.27)$$

$$AC = \frac{AX}{3} = \frac{L}{2} - e; \quad AX = \frac{3L}{2} - 3e \quad (10.28)$$

$$\sigma_{max} = \frac{4N}{3 L - 2e B} \quad (10.29)$$

$$AX = \frac{3L}{2} - 3e = \frac{3 \cdot 1,35}{2} - 3 \cdot 0,4 = 0,825 \text{ m}$$

$$AC = \frac{AX}{3} = 0,275 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{4 \cdot 90,4}{3 \cdot 1350 - 2 \cdot 400 \cdot 1350} = 0,162 \text{ N mm}^2 = 0,162 \text{ MPa}$$

$$N = \frac{\sigma_{max} \cdot AX}{2} B = \frac{\sigma_{max} \cdot AX}{2} 1350 = 90400 \text{ N}$$

$$0,162 < 1,25\sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 90,4 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 38,8 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 135 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 135 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.3.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.

$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

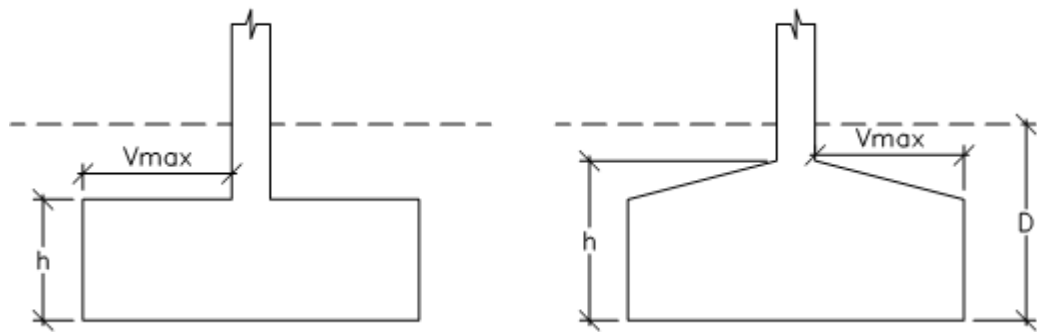


Figura 135. Zapata según EHE.

$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{1350 - 450}{2} = 450 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 400 = 800 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 450 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 400 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 135 cm.

### 3.10.3.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 136.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$

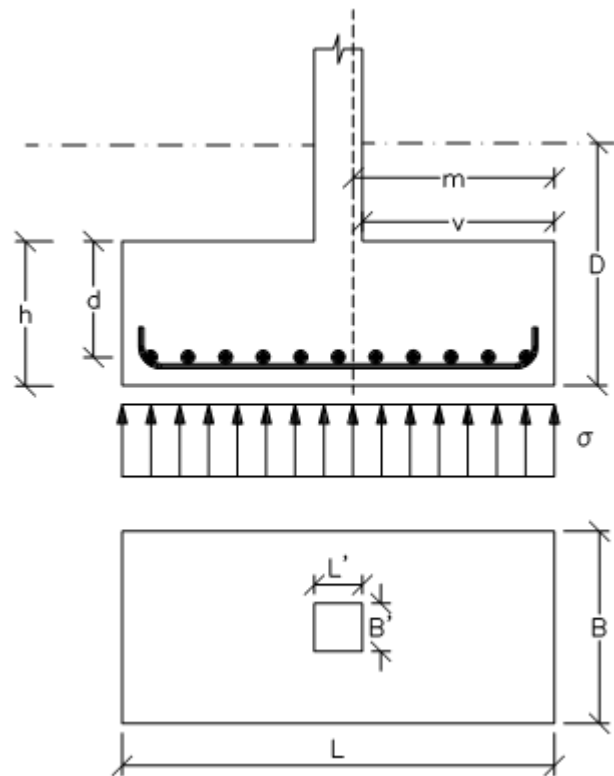


Figura 136. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

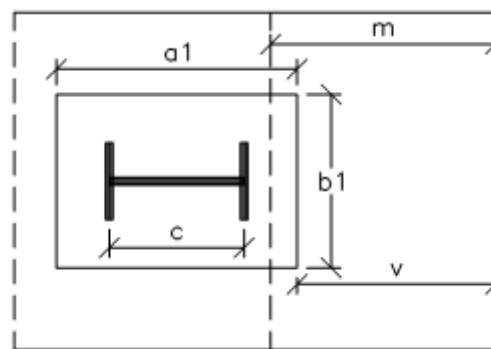


Figura 137. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 450 + \frac{450 - 300}{4} = 487,5 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial (figura 138) puede adoptarse una tensión media obtenida con la expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.



$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \rightarrow \frac{0,162 - 0}{1350} = \frac{\sigma'}{1350 - 487,5} \rightarrow \sigma' = 0,103 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} = \sigma' + 0 = 0,103 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} = \frac{0,162 + \sigma_1}{2} = 0,133 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

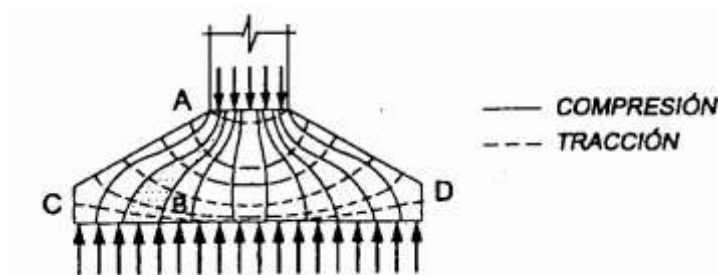


Figura 138. Red de isostáticas de una zapata aislada

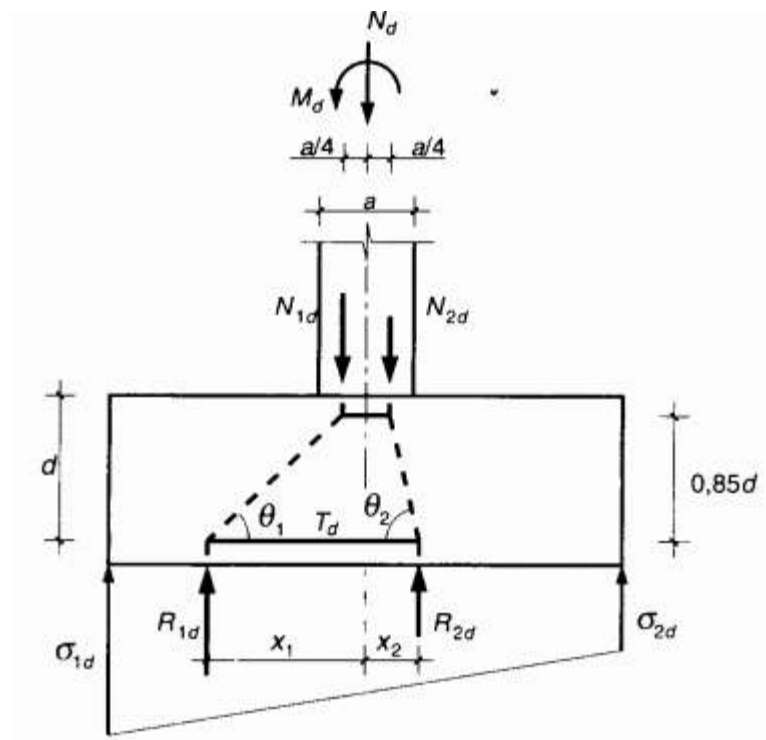


Figura 139. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,162 + 0,103}{2} 1350 \frac{1350}{2} = 120741 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{1350^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,162 + 0,103}{6} 1350}{R_{1d}} = 362 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 101920 \text{ N}$$

Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 300 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 400 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 135 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 135 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{101920}{\frac{400}{1,1}} = 280 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 1350 \cdot 400 = 810 > 280 \text{ mm}^2$$

$$A = 810 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$

$$A \cdot f_{yd} = 810 \frac{400}{1,1} = 294545 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 1350 \cdot 400 \cdot 16,7 = 360720 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{360720}{\frac{400}{1,1}} = 992 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 12$ .

$$A = 992 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 8,7 \approx 9$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B - 2r - n\emptyset}{n - 1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{1350 - 2 \cdot 70 - 9 \cdot 12}{9 - 1} + 12 = 150 \text{ mm}$$

### 3.10.3.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura a una distancia de la cara del pilar.

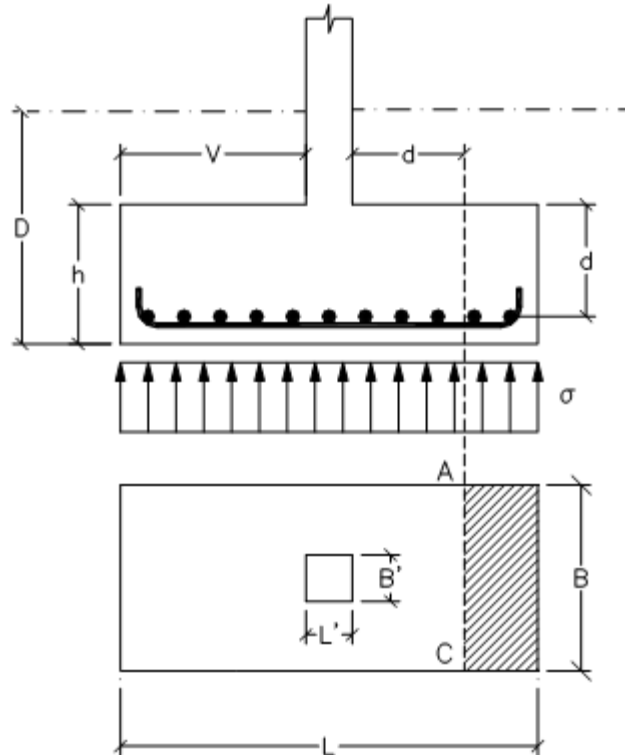


Figura 140. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,133 \cdot 1350 \cdot 450 - 400 = 14364 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{400} = 1,70$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{9 \cdot 12}{1350 \cdot 400}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 87434 \text{ N}$$

$$V_d < V_{cu} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.3.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{101920}{992} = 103 \text{ N } mm^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de Ø12 mm separadas 150 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.10.4 ZAPATA T4

La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 141, y está sometida a las siguientes solicitaciones en la base del pilar:

$$\begin{aligned}M_f &= 6,64 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fy} &= 3,07 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 5,89 \text{ kN} \cdot \text{m} \\V &= 4,599 \text{ kN} & V_y &= 4,443 \text{ kN} & V_z &= 1,191 \text{ kN} \\N &= 72,220 \text{ kN}\end{aligned}$$

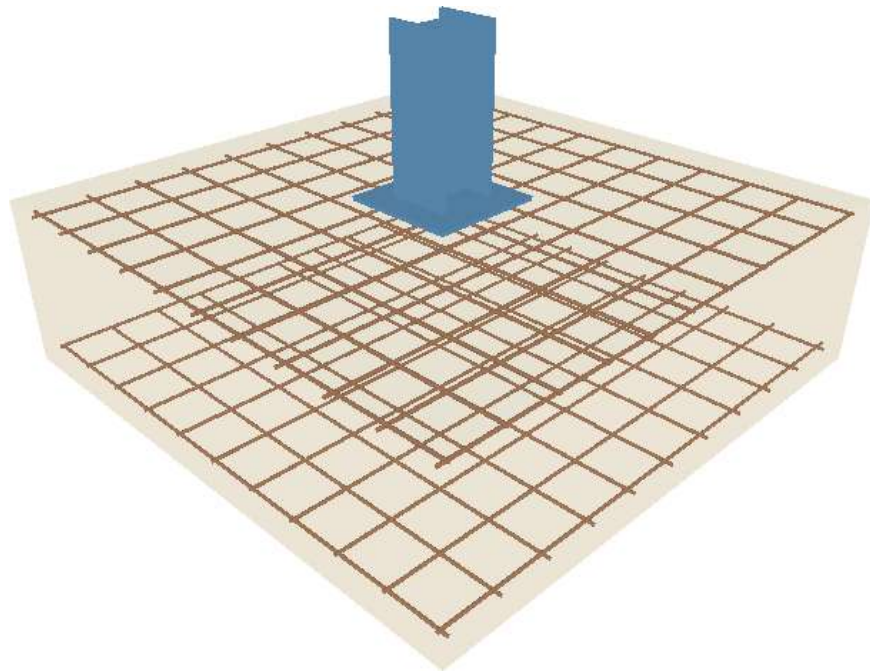


Figura 141. Zapata T4

Las características de la cimentación son:

- Perfil HEB 300
  - b; Longitud del ala, de 300 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 300 mm.
  - $h_1$ ; Distancia entre ala y ala, de 208 mm.
  - e; Espesor del alma, de 11 mm.
  - $e_1$ ; Espesor el ala, 19 mm.
- Placa de anclaje 550x550x20 mm
- Zapata 265x265x80 cm

### 3.10.4.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 142.

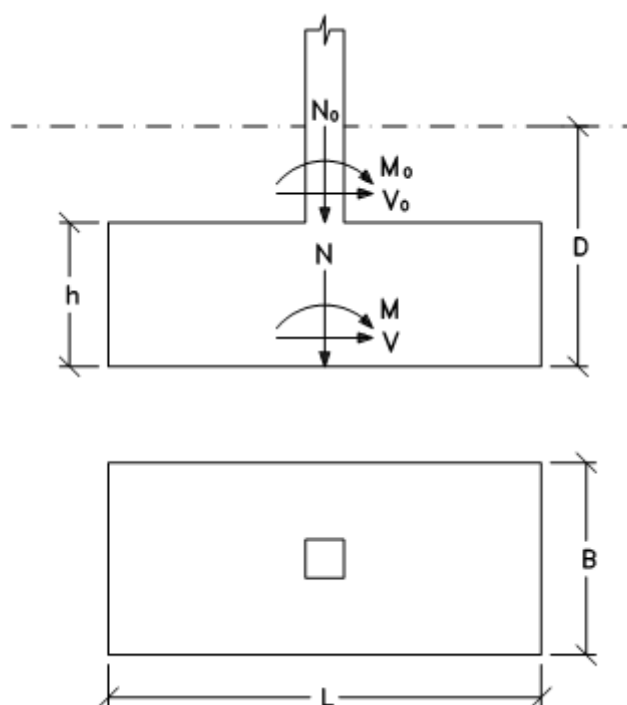


Figura 142. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$



$$N = 72,220 + 2,65 \cdot 2,65 \cdot 0,8 \cdot 25 = 213 \text{ kN}$$

$$M = 6,64 + 4,599 \cdot 0,8 = 10,3 \text{ kN m}$$

$$V = 4,599 \text{ kN}$$

Siendo:

$\gamma_{HA\ 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25 \text{ kN m}^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18 \text{ kN m}^3$ .

### 3.10.4.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{sv} = \frac{N^L}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{213[\text{kN}] \frac{2,65[\text{m}]}{2}}{10,3[\text{kN m}]} = 27,3$$

27,3 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 213 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 10,3 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 265 cm.

### 3.10.4.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{213 \cdot \tan \phi_d}{4,599} = 19,9$$

19,9 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 213 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 4,599 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.4.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{10,3}{213} = 0,04 \sim 0$$

Corresponde a una distribución uniforme de tensiones con expresión 10.10.

$$\sigma_{Ter.} = \frac{N}{B \cdot L} \quad (10.10)$$

$$\sigma_{Ter.} = \frac{213000 [N]}{2650 [mm] \cdot 2650 [mm]} = 0,03 \text{ N } mm^2 = 0,03 \text{ MPa}$$

$$0,03 < 1,25\sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 213 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 10,3 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 265 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 265 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.4.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.

$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

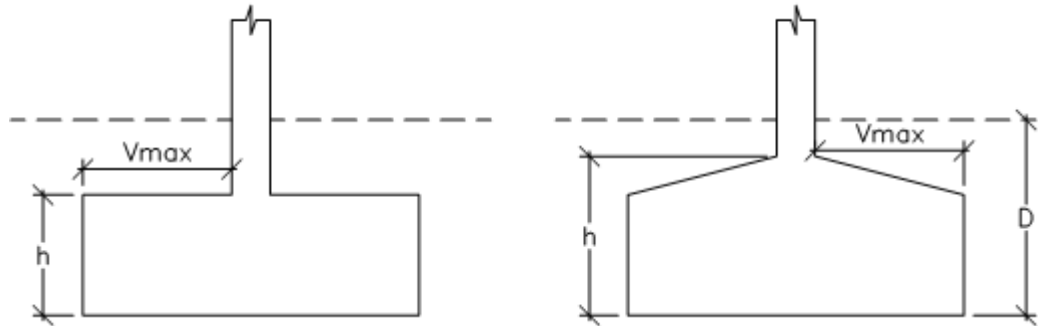


Figura 143. Zapata según EHE.

$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{2650 - 550}{2} = 1050 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 800 = 1600 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 550 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 800 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 265 cm.

### 3.10.4.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 144.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$

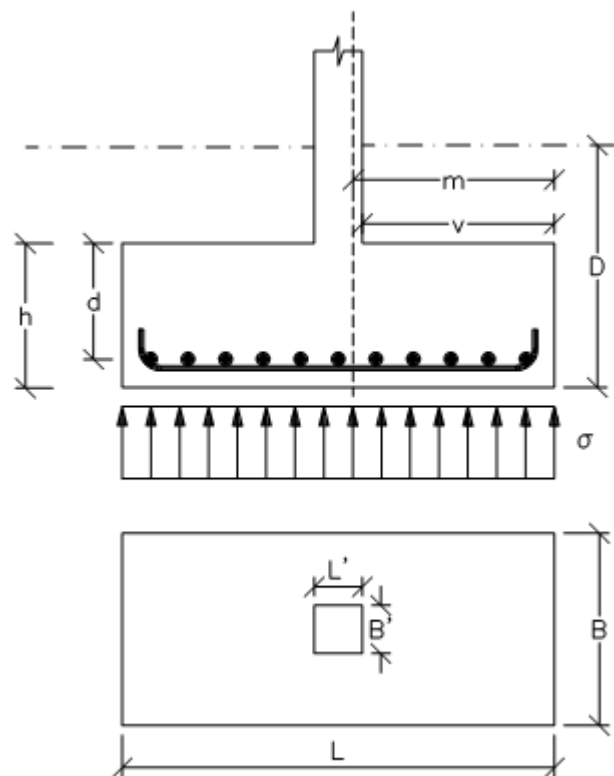


Figura 144. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

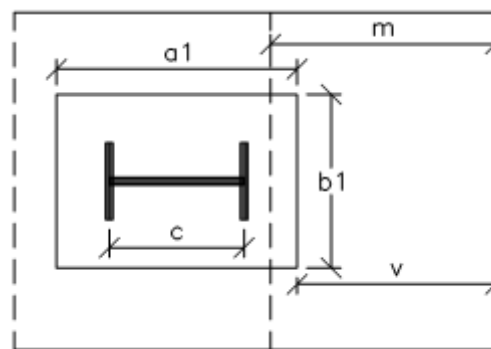


Figura 145. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 1050 + \frac{550 - 300}{4} = 1112,5 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial (figura 146) puede adoptarse una tensión media obtenida con la expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

Al obtener anteriormente una distribución de tensiones uniforme, tenemos que la  $\sigma_{max}$  y la  $\sigma_{min}$  son las mismas, así pues tendremos el mismo valor para  $\sigma$  y  $\sigma_1$ .

$$\sigma = \sigma_1 = 0,03 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

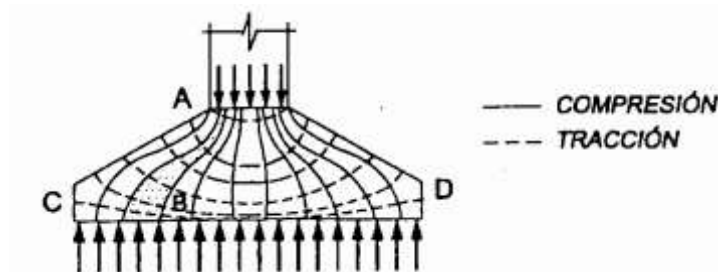


Figura 146. Red de isostáticas de una zapata aislada

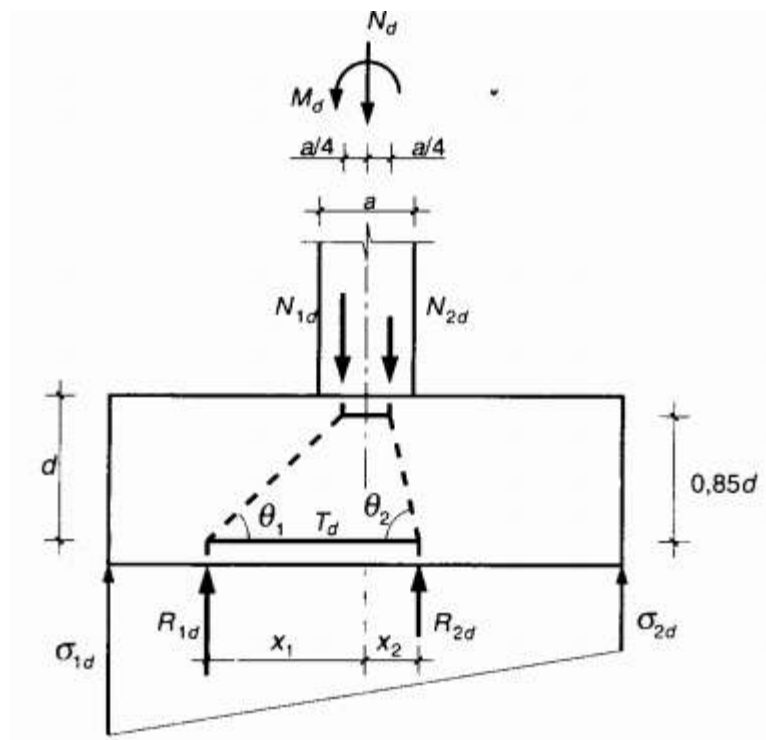


Figura 147. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,03 + 0,03}{2} 2650 \frac{2650}{2} = 105337 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{2650^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,03 + 0,03}{6} 2650}{R_{1d}} = 662,5 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 91008 \text{ N}$$

Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 300 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 800 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 265 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 265 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{91008}{\frac{400}{1,1}} = 250 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 2650 \cdot 800 = 3180 > 250 \text{ mm}^2$$

$$A = 3180 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$



$$A \cdot f_{yd} = 3180 \frac{400}{1,1} = 1156364 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 2650 \cdot 800 \cdot 16,7 = 1416160 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1416160}{\frac{400}{1,1}} = 3894 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 16$ .

$$A = 3894 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 19$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B - 2r - n\emptyset}{n - 1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{2650 - 2 \cdot 70 - 19 \cdot 16}{19 - 1} + 12 = 138 \text{ mm}$$

### 3.10.4.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura a una distancia  $d$  de la cara del pilar.

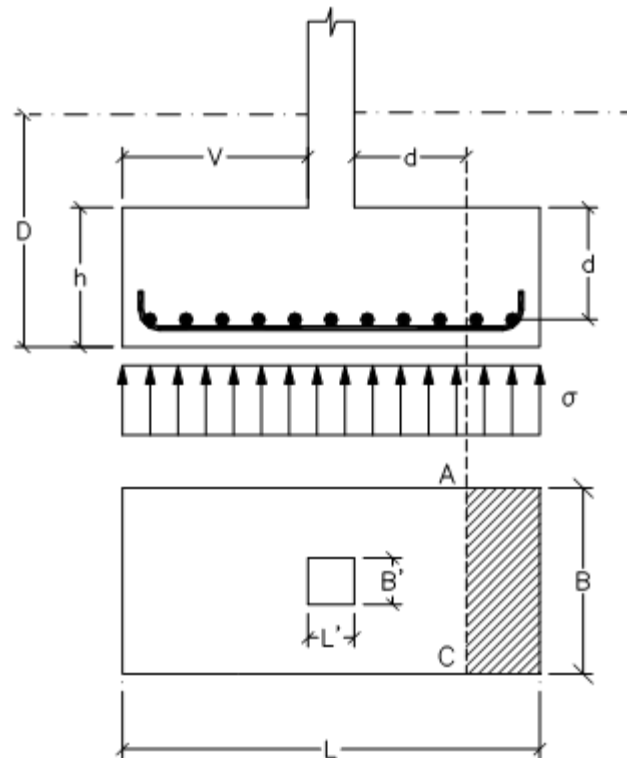


Figura 148. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,03 \cdot 2650 \cdot 1050 - 800 = 31800 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{800} = 1,5$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{19 \cdot 16}{2650 \cdot 800}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 271082$$

$$V_d < V_{cu} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.4.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{91008}{3894} = 23 \text{ N } mm^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de Ø16 mm separadas 138 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.10.5 ZAPATA T5

La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 149, y está sometida a las siguientes solicitaciones en la base del pilar:

$$M_{fy} = 19,51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 5,920 \text{ kN}$$

$$N = 20,664 \text{ kN}$$

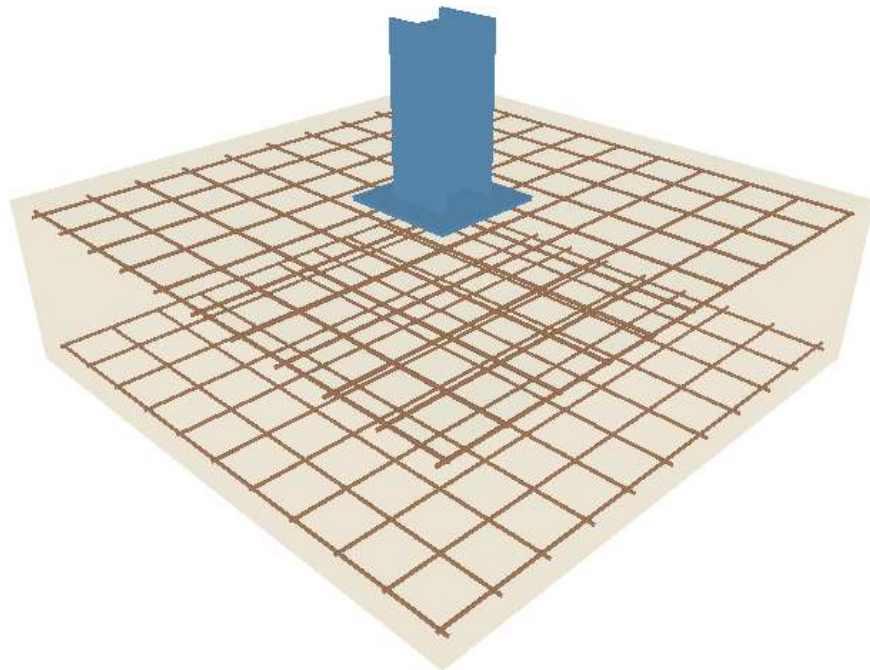


Figura 149. Zapata T5

Las características de la cimentación son:

- Perfil HEB 240
  - b; Longitud del ala, de 240 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 240 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 164 mm.
  - e; Espesor del alma, de 10 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 17 mm.
- Placa de anclaje 550x550x20 mm
- Zapata 305x305x65 cm

### 3.10.5.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 150.

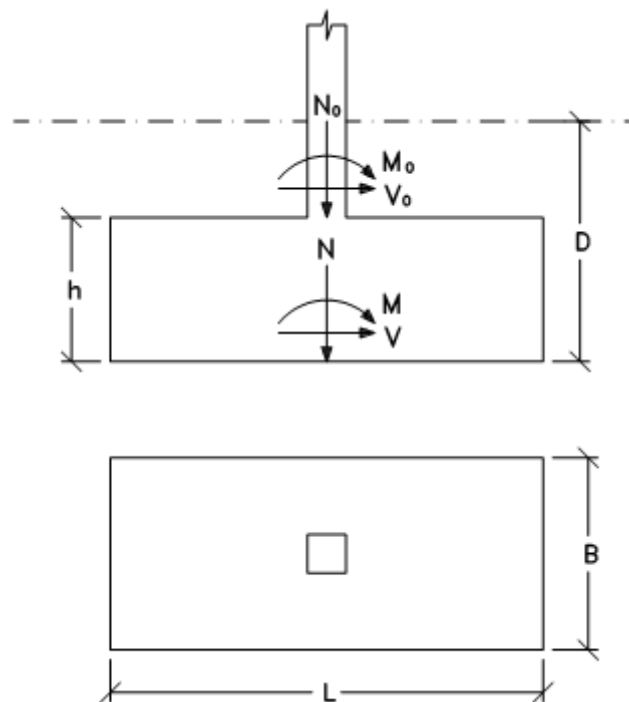


Figura 150. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$

$$N = 20,664 + 3,05 \cdot 3,05 \cdot 0,65 \cdot 25 = 172 \text{ kN}$$

$$M = 19,51 + 5,920 \cdot 0,65 = 23,3 \text{ kN m}$$

$$V = 5,920 \text{ kN}$$

Siendo:

$\gamma_{HA 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25 \text{ kN m}^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18 \text{ kN m}^3$ .

### 3.10.5.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{sv} = \frac{N^L}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{172[\text{kN}] \frac{3,05[\text{m}]}{2}}{23,3[\text{kN m}]} = 11,2$$

11,2 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 172 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 23,3 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

### 3.10.5.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{172 \cdot \tan \phi_d}{5,92} = 12,5$$

12,5 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 172 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 5,92 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.5.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{23,3}{172} = 0,135 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{3,05}{6} = 0,51 \text{ m}$$

Corresponde una distribución trapecial de tensiones (figura 151). Aplicamos las expresiones 10.31 y 10.32.

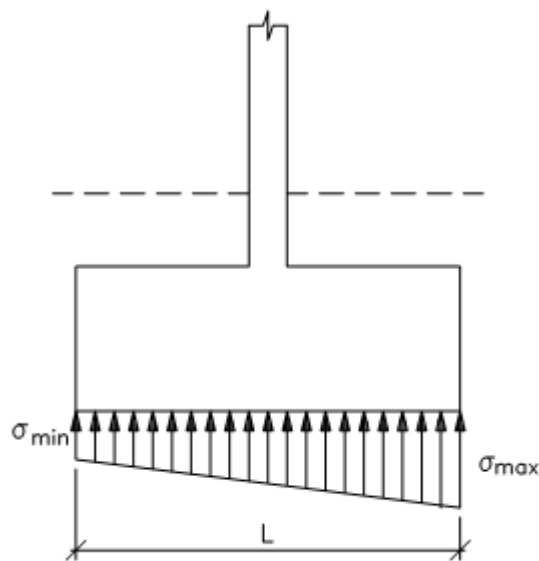


Figura 151. Distribución trapecial de tensiones.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \quad (10.31)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) \quad (10.32)$$

$$\sigma_{max} = \frac{172000}{3050 \cdot 3050} \left( 1 + \frac{6 \cdot 135}{3050} \right) = 0,023 \text{ MPa}$$



$$\sigma_{min} = \frac{172000}{3050 \cdot 3050} \left( 1 - \frac{6 \cdot 135}{3050} \right) = 0,013 \text{ MPa}$$

$$0,023 < 1,25\sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 172 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 23,3 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 305 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.5.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.

$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

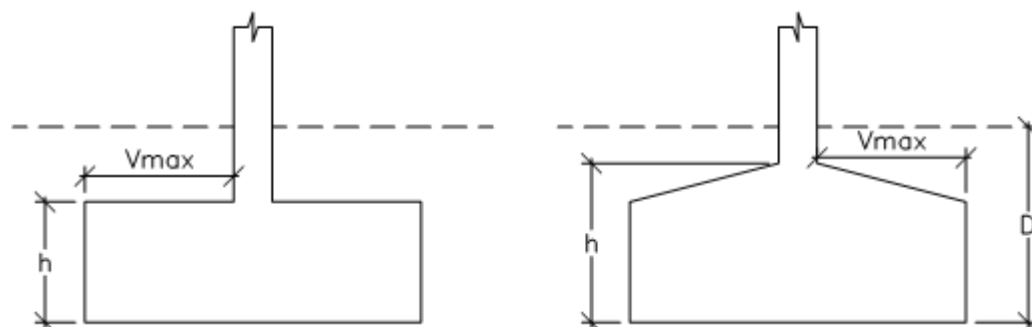


Figura 152. Zapata según EHE.

$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{3050 - 550}{2} = 1250 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 650 = 1300 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 550 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 650 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

### 3.10.5.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 153.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$

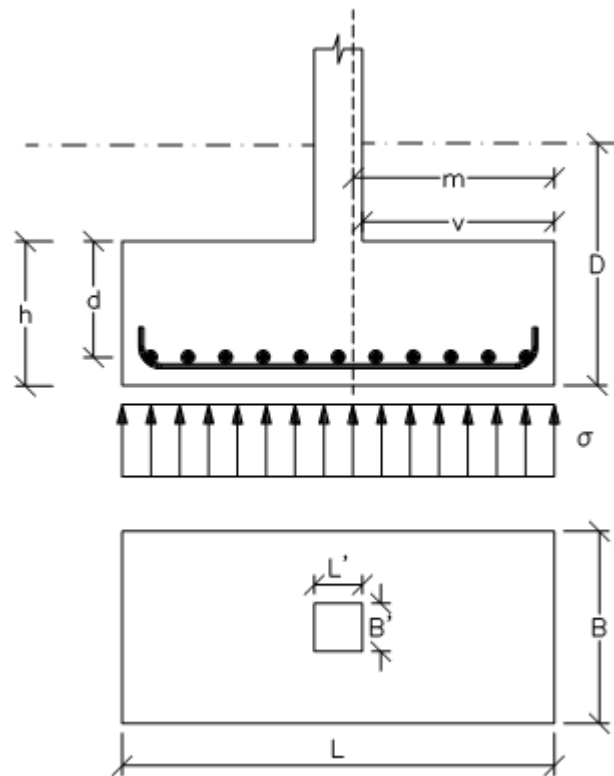


Figura 153. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

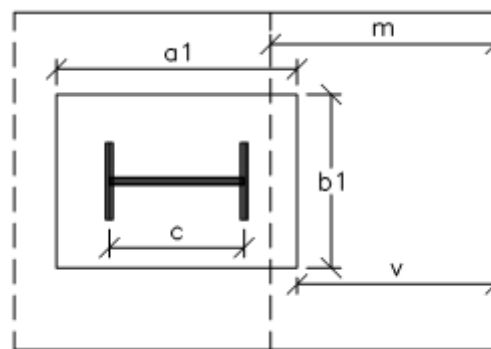


Figura 154. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 1250 + \frac{550 - 240}{4} = 1312,5 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial (figura 155) puede adoptarse una tensión media obtenida con la expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \rightarrow \frac{0,023 - 0,013}{3050} = \frac{\sigma'}{3050 - 1327,5} \rightarrow \sigma' = 0,006 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} = \sigma' + 0,013 = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} = \frac{0,023 + \sigma_1}{2} = 0,021 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

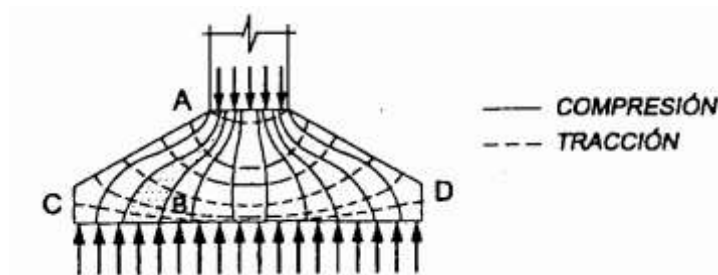


Figura 155. Red de isostáticas de una zapata aislada

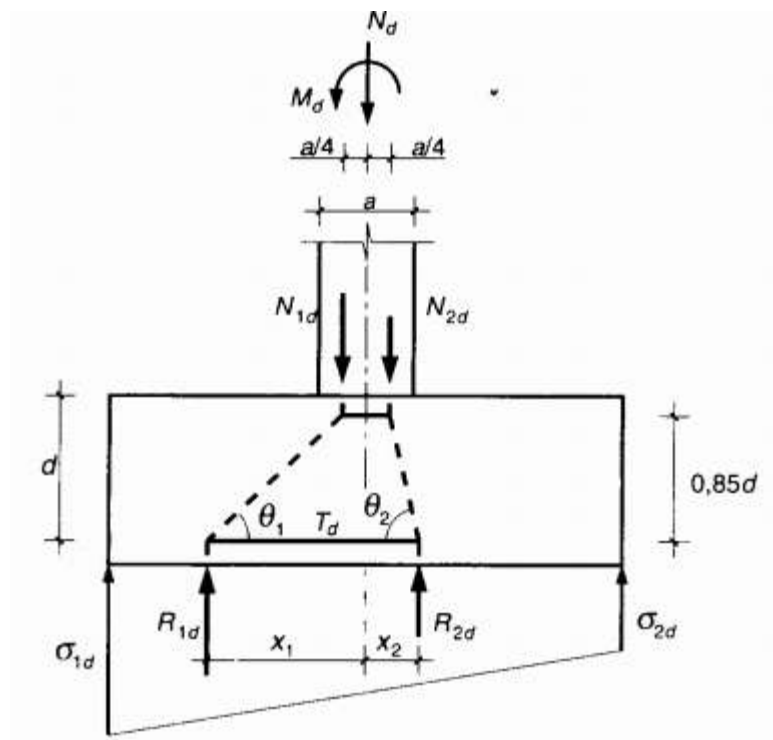


Figura 156. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,023 + 0,019}{2} 3050 \frac{3050}{2} = 97676 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{3050^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,023 + 0,019}{6} 3050}{R_{1d}} = 786,7 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 125821 \text{ N}$$

Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 300 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 650 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 305 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{125821}{\frac{400}{1,1}} = 346 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 3050 \cdot 650 = 2974 > 346 \text{ mm}^2$$

$$A = 2974 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$

$$A \cdot f_{yd} = 2974 \frac{400}{1,1} = 1081364 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 3050 \cdot 650 \cdot 16,7 = 1324310 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1324310}{\frac{400}{1,1}} = 3642 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 16$ .

$$A = 3642 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 18$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B-2r-n\emptyset}{n-1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{3050 - 2 \cdot 70 - 18 \cdot 16}{18 - 1} + 16 = 170 \text{ mm}$$

### 3.10.5.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura a una distancia  $d$  de la cara del pilar.

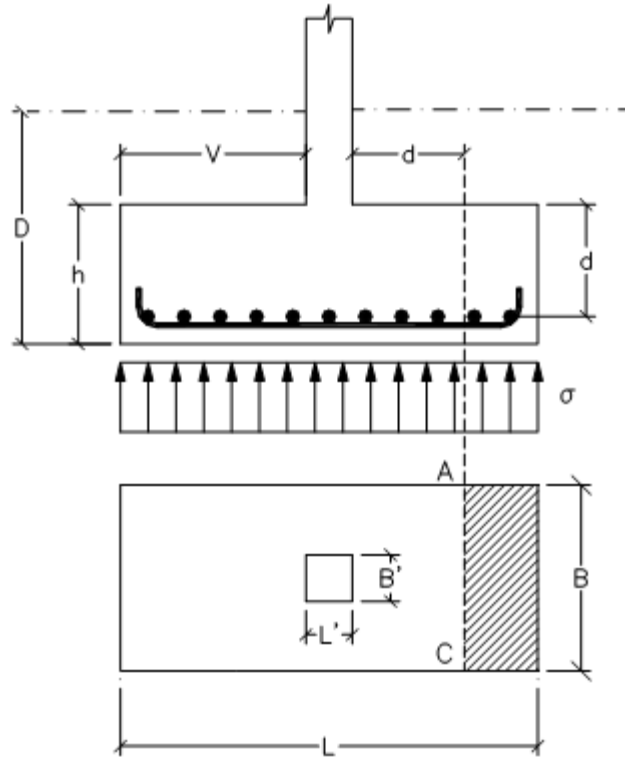


Figura 157. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,021 \cdot 3050 \cdot 1250 - 650 = 61488 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde



$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{650} = 1,55$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{18 \cdot 16}{3050 \cdot 650}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 263087$$

$$V_d < V_{cu} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.5.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{125821}{3642} = 34,5 \text{ N } mm^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de Ø16 mm separadas 170 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.10.6 ZAPATA T6

La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 158, y está sometida a las siguientes solicitaciones en la base del pilar:

$$M_{fy} = 19,90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 6,039 \text{ kN}$$

$$N = 20,876 \text{ kN}$$

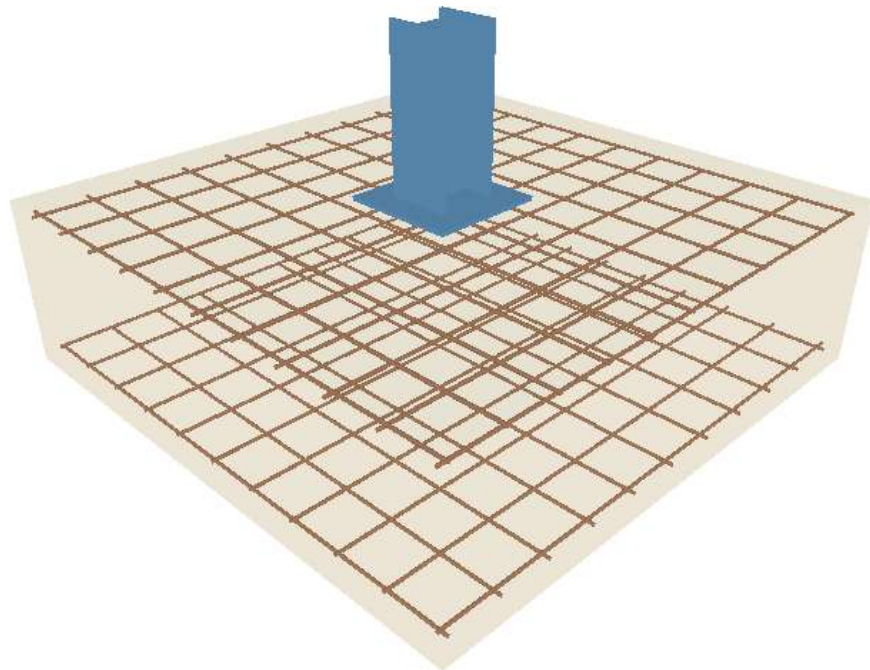


Figura 158. Zapata T6

Las características de la cimentación son:

- Perfil HEB 240
  - b; Longitud del ala, de 240 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 240 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 164 mm.
  - e; Espesor del alma, de 10 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 17 mm.
- Placa de anclaje 550x550x20 mm
- Zapata 305x305x65 cm

### 3.10.6.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 158.

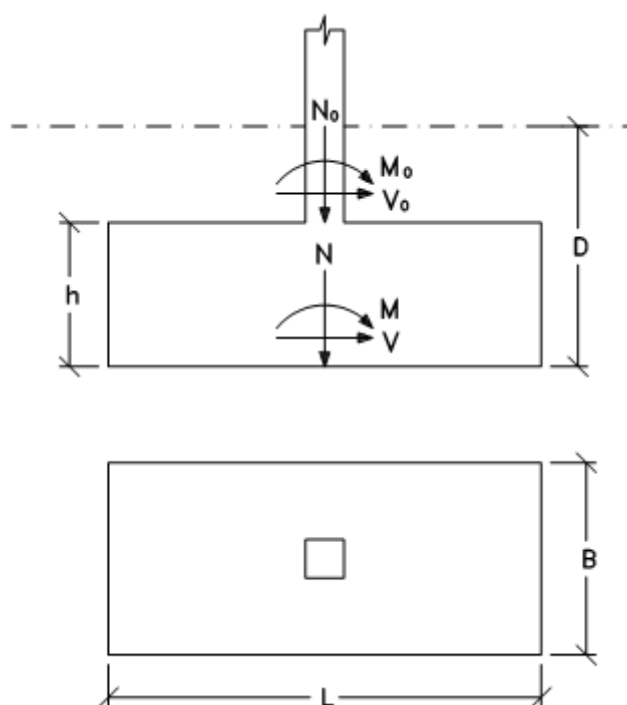


Figura 159. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$

$$N = 20,876 + 3,05 \cdot 3,05 \cdot 0,65 \cdot 25 = 172 \text{ kN}$$

$$M = 19,9 + 6,039 \cdot 0,65 = 23,8 \text{ kN m}$$

$$V = 6,039 \text{ kN}$$

Siendo:

$\gamma_{HA 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25 \text{ kN m}^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18 \text{ kN m}^3$ .

### 3.10.6.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{SV} = \frac{N^L}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{172[\text{kN}] \frac{3,05[\text{m}]}{2}}{23,8[\text{kN m}]} = 11$$

11 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 172 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 23,8 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

### 3.10.6.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{172 \cdot \tan \phi_d}{6,039} = 12,3$$

12,3 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 172 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 6,039 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.6.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{23,8}{172} = 0,138 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{3,05}{6} = 0,51 \text{ m}$$

Corresponde una distribución trapecial de tensiones (figura 160). Aplicamos las expresiones 10.31 y 10.32.

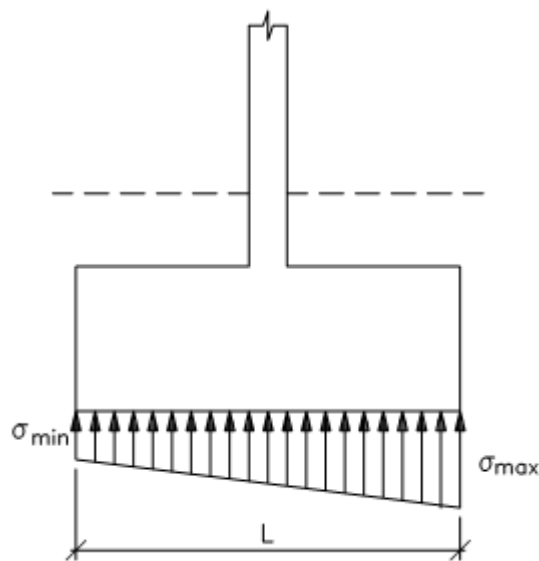


Figura 160. Distribución trapecial de tensiones.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \quad (10.31)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) \quad (10.32)$$

$$\sigma_{max} = \frac{172000}{3050 \cdot 3050} \left( 1 + \frac{6 \cdot 138}{3050} \right) = 0,023 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{172000}{3050 \cdot 3050} \left( 1 - \frac{6 \cdot 138}{3050} \right) = 0,013 \text{ MPa}$$

$$0,023 < 1,25\sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 172 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 23,8 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 305 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.6.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.

$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

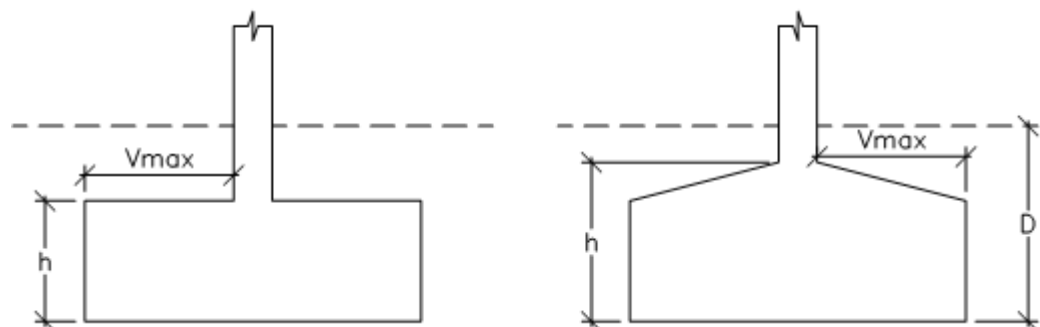


Figura 161. Zapata según EHE.

$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{3050 - 550}{2} = 1250 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 650 = 1300 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 550 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 650 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

### 3.10.6.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 162.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$



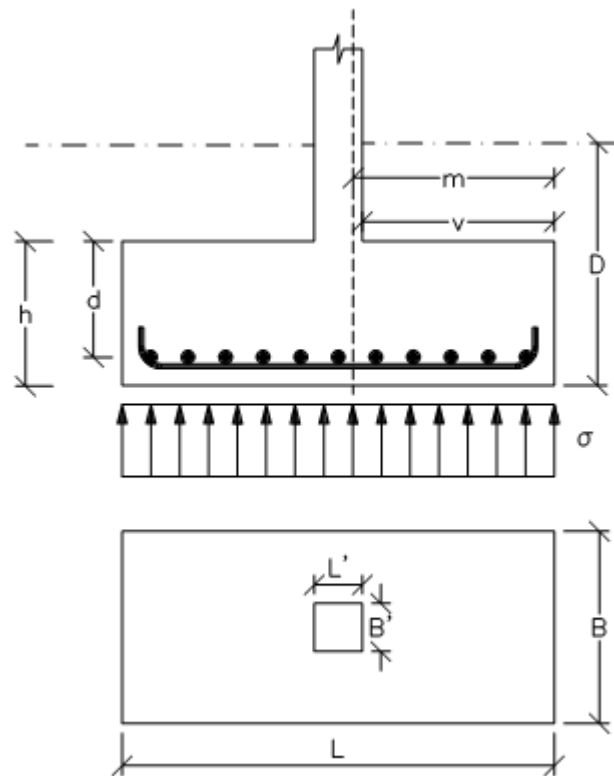


Figura 162. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

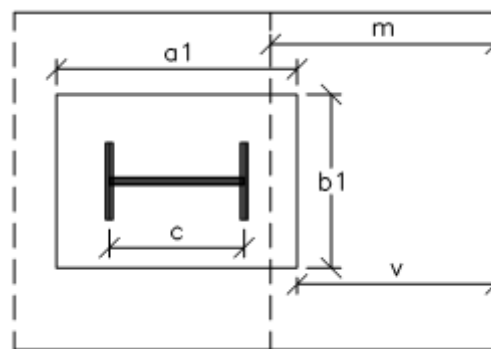


Figura 163. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 1250 + \frac{550 - 240}{4} = 1327,5 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial (figura 164) puede adoptarse una tensión media obtenida con las expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \rightarrow \frac{0,023 - 0,013}{3050} = \frac{\sigma'}{3050 - 1327,5} \rightarrow \sigma' = 0,006 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} = \sigma' + 0,013 = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} = \frac{0,023 + \sigma_1}{2} = 0,021 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

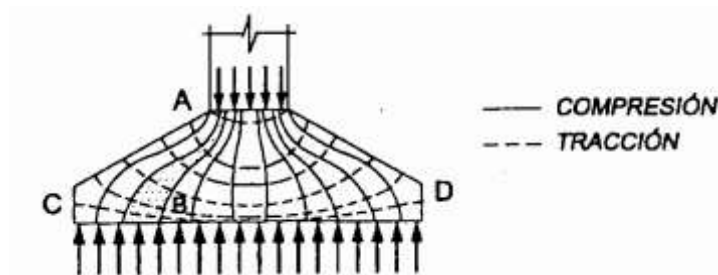


Figura 164. Red de isostáticas de una zapata aislada

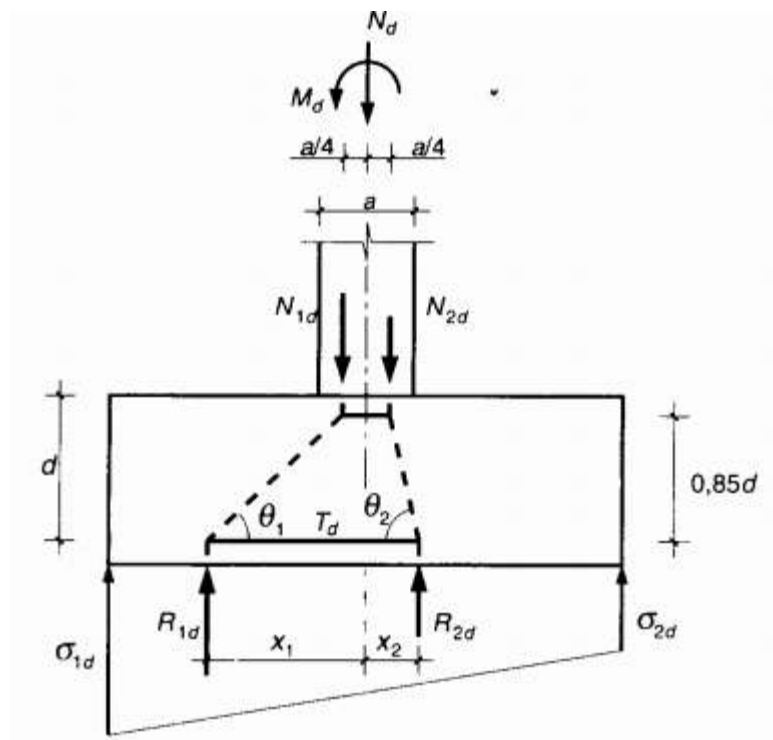


Figura 165. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,023 + 0,019}{2} 3050 \frac{3050}{2} = 97676 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{3050^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,023 + 0,019}{6} 3050}{R_{1d}} = 786,7 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 125821 \text{ N}$$

Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 300 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 650 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 305 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 305 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{125821}{\frac{400}{1,1}} = 346 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 3050 \cdot 650 = 2974 > 346 \text{ mm}^2$$

$$A = 2974 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$

$$A \cdot f_{yd} = 2974 \frac{400}{1,1} = 1081364 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 3050 \cdot 650 \cdot 16,7 = 1324310 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1324310}{\frac{400}{1,1}} = 3642 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 16$ .

$$A = 3642 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 18$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B-2r-n\emptyset}{n-1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{3050 - 2 \cdot 70 - 18 \cdot 16}{18 - 1} + 16 = 170 \text{ mm}$$

### 3.10.6.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura a una distancia de la cara del pilar.

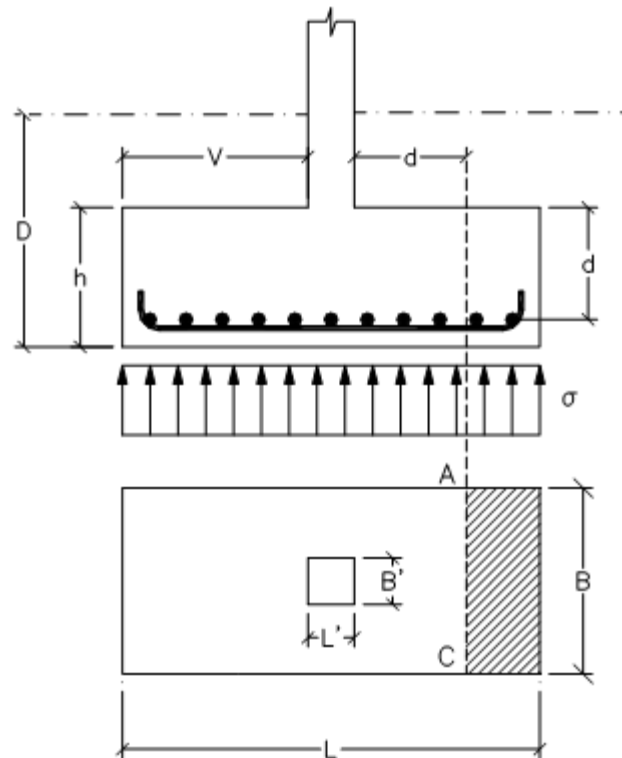


Figura 166. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,021 \cdot 3050 \cdot 1250 - 650 = 61488 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{650} = 1,55$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{18 \cdot 16}{3050 \cdot 650}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 263087$$

$$V_d < V_{cu} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.6.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{125821}{3642} = 34,5 \text{ N } mm^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de Ø16 mm separadas 170 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.10.7 ZAPATA T7

La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 167, y está sometida a las siguientes solicitaciones en la base del pilar:

$$M_{fy} = 0,26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_z = 0,060 \text{ kN}$$

$$N = 4,887 \text{ kN}$$

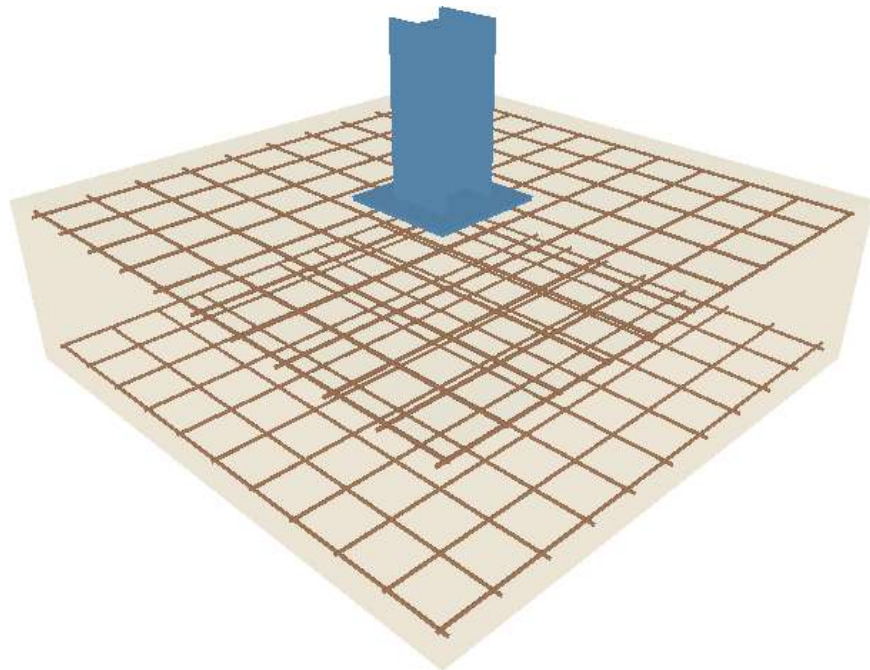


Figura 167. Zapata T7

Las características de la cimentación son:

- Perfil HEB 160
  - b; Longitud del ala, de 160 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 160 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 104 mm.
  - e; Espesor del alma, de 8 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 13 mm.
- Placa de anclaje 400x400x15 mm
- Zapata 210x210x50 cm



### 3.10.7.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 168.

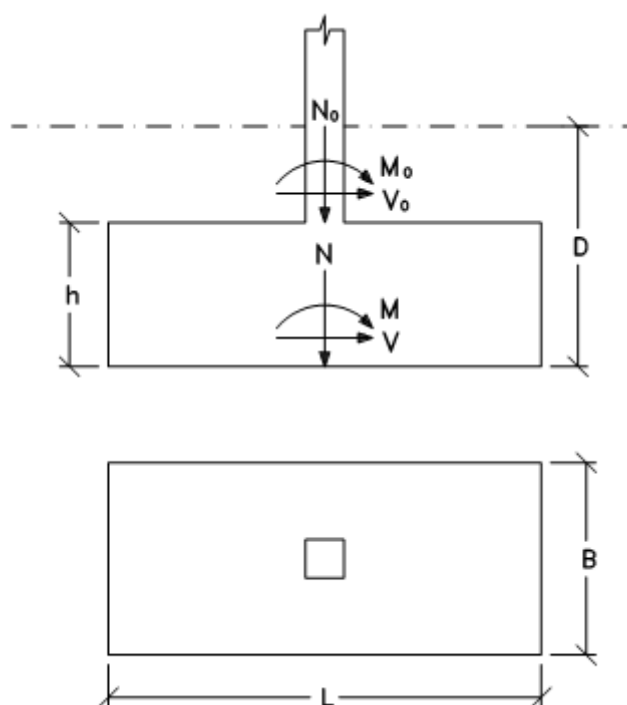


Figura 168. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$

$$N = 4,887 + 2,10 \cdot 2,10 \cdot 0,50 \cdot 25 = 60 \text{ kN}$$

$$M = 0,26 + 0,06 \cdot 0,50 = 0,29 \text{ kN m}$$

$$V = 0,06 \text{ kN}$$

Siendo:

$\gamma_{HA 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25 \text{ kN m}^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18 \text{ kN m}^3$ .

### 3.10.7.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{sv} = \frac{N^L}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{60[\text{kN}] \frac{2,10[\text{m}]}{2}}{0,29[\text{kN m}]} = 217$$

217 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 60 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,29 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 210 cm.

### 3.10.7.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{60 \cdot \tan \phi_d}{0,06} = 431$$

431 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 60 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,06 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.7.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{0,29}{60} = 0,005 \approx 0$$

Corresponde a una distribución uniforme de tensiones con expresión 10.10.

$$\sigma_{Ter.} = \frac{N}{B \cdot L} \quad (10.10)$$

$$\sigma_{Ter.} = \frac{60000 [N]}{2100 [mm] \cdot 2100 [mm]} = 0,014 \text{ N } mm^2 = 0,014 \text{ MPa}$$

$$0,014 < 1,25\sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 60 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,29 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 210 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 210 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.7.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.

$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

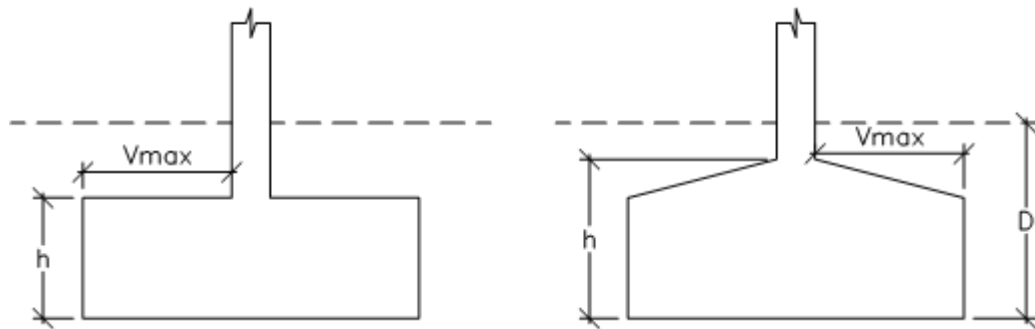


Figura 169. Zapata según EHE.

$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{2100 - 400}{2} = 850 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 500 = 1000 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 400 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 500 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 210 cm.

### 3.10.7.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 170.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$

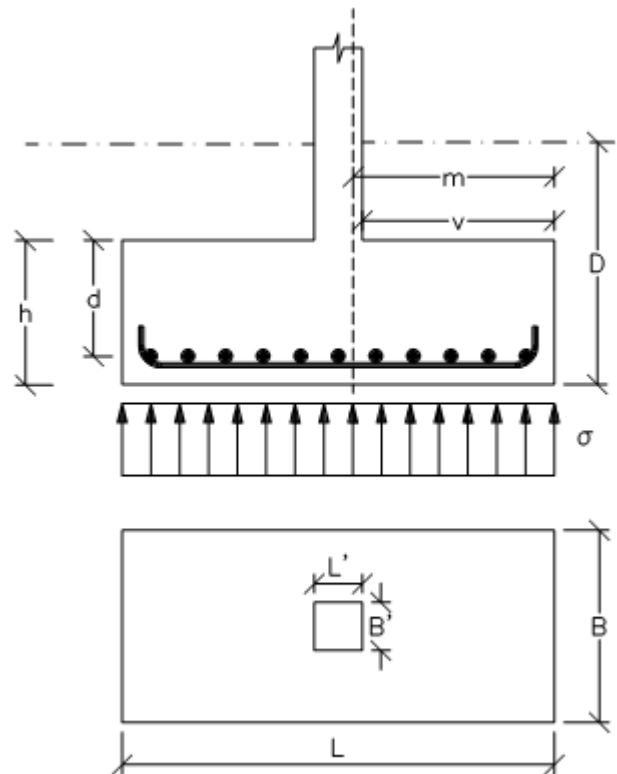


Figura 170. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

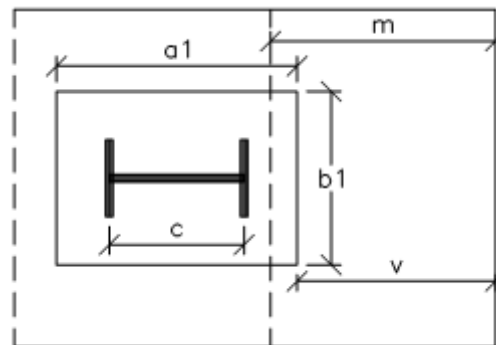


Figura 171. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 850 + \frac{400 - 160}{4} = 910 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial (figura 172) puede adoptarse una tensión media obtenida con las expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

Al obtener anteriormente una distribución de tensiones uniforme, tenemos que la  $\sigma_{max}$  y la  $\sigma_{min}$  son las mismas, así pues tendremos el mismo valor para  $\sigma$  y  $\sigma_1$ .

$$\sigma = \sigma_1 = 0,014 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

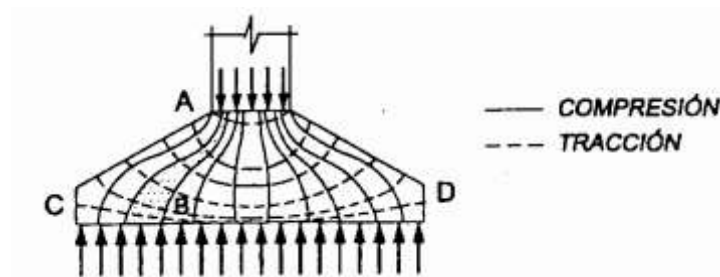


Figura 172. Red de isostáticas de una zapata aislada

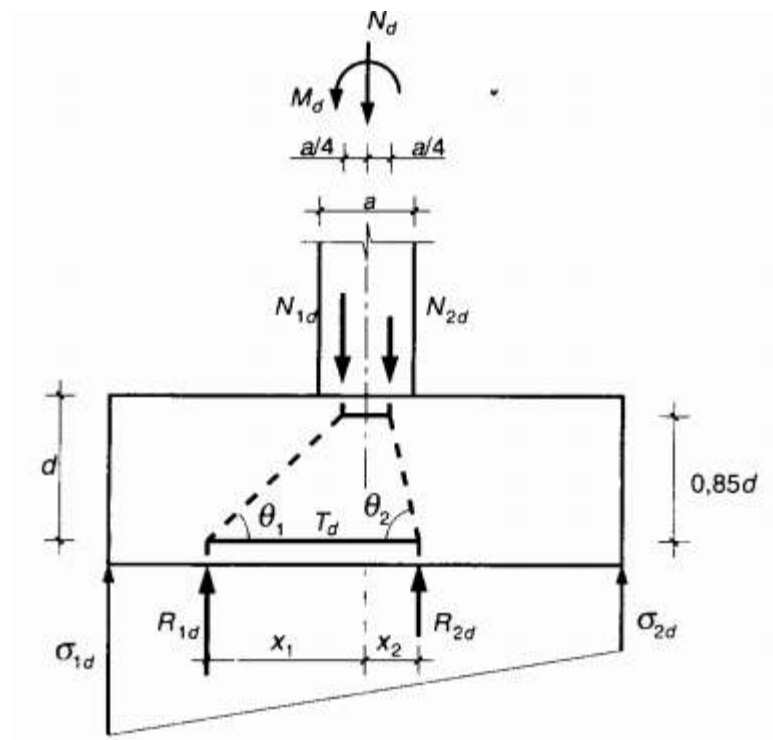


Figura 173. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,014 + 0,014}{2} 2100 \frac{2100}{2} = 30870 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{2100^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,014 + 0,014}{6} 2100}{R_{1d}} = 525 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 35228 \text{ N}$$



Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 160 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 500 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 210 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 210 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{35228}{\frac{400}{1,1}} = 97 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 2100 \cdot 500 = 1575 > 97 \text{ mm}^2$$

$$A = 1575 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$

$$A \cdot f_{yd} = 1575 \frac{400}{1,1} = 572727 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 2100 \cdot 500 \cdot 16,7 = 701400 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{701400}{\frac{400}{1,1}} = 1929 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 12$ .

$$A = 1929 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 17$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B - 2r - n\emptyset}{n - 1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{2100 - 2 \cdot 70 - 17 \cdot 12}{17 - 1} + 12 = 122 \text{ mm}$$

### 3.10.7.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura a una distancia de la cara del pilar.

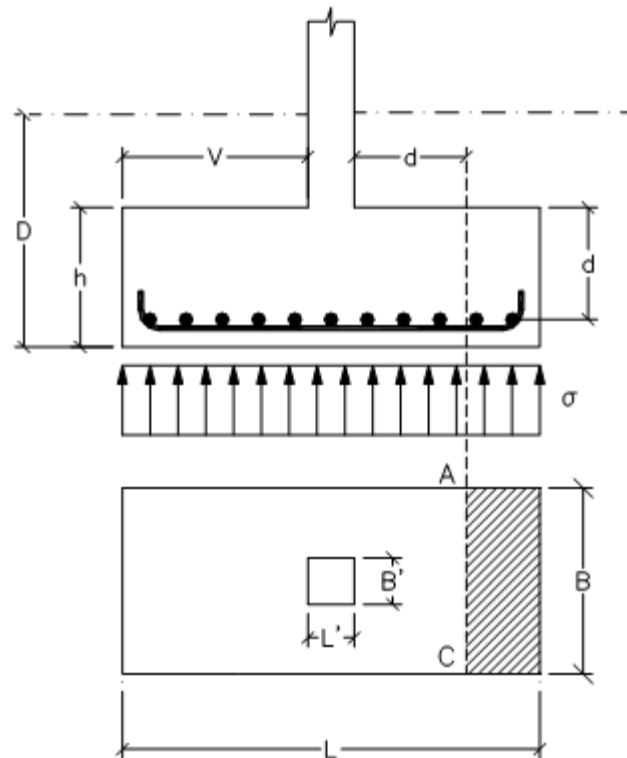


Figura 174. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,014 \cdot 2100 \cdot 850 - 500 = 16464 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{500} = 1,63$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{17 \cdot 12}{2100 \cdot 500}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 161443$$

$$V_d < V_{cu} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.7.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{35228}{1929} = 18,3 \text{ N } mm^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de Ø12 mm separadas 122 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.10.8 ZAPATA T8

La zapata de este grupo tiene el aspecto de la figura 175, y está sometida a las siguientes solicitaciones en la base del pilar:

$$\begin{aligned}M_f &= 0,51 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fy} &= 0,47 \text{ kN} \cdot \text{m} & M_{fz} &= 0,21 \text{ kN} \cdot \text{m} \\V &= 0,014 \text{ kN} & V_y &= 0,107 \text{ kN} & V_z &= 0,048 \text{ kN} \\N &= 9,577 \text{ kN}\end{aligned}$$

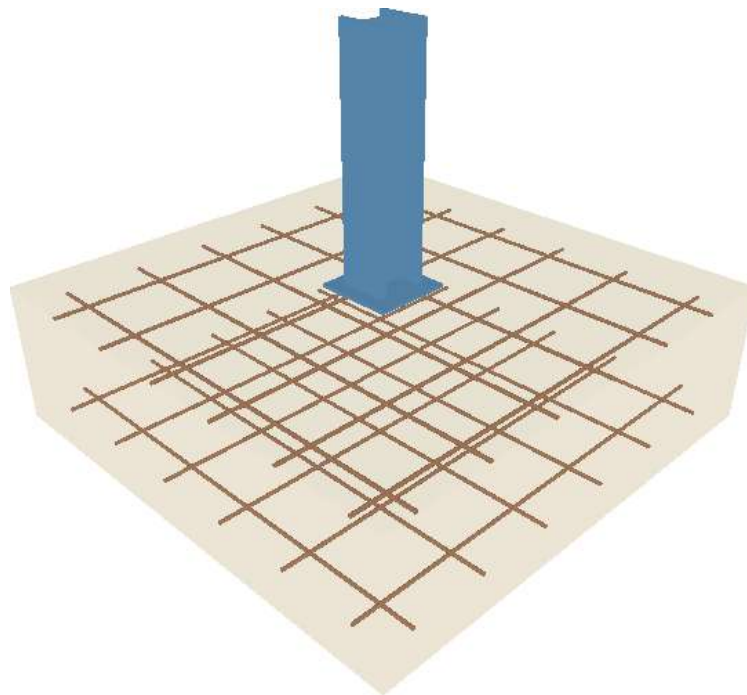


Figura 175. Zapata T8

Las características de la cimentación son:

- Perfil HEB 160
  - b; Longitud del ala, de 160 mm.
  - c; Altura de la sección del perfil, de 160 mm.
  - h<sub>1</sub>; Distancia entre ala y ala, de 104 mm.
  - e; Espesor del alma, de 8 mm.
  - e<sub>1</sub>; Espesor el ala, 13 mm.
- Placa de anclaje 250x250x11 mm
- Zapata 155x155x45 cm

### 3.10.8.1 COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica anteriormente, se representa los esfuerzos sometidos en base de pilar  $N_0$ ,  $M_0$  y  $V_0$  en la figura 176.

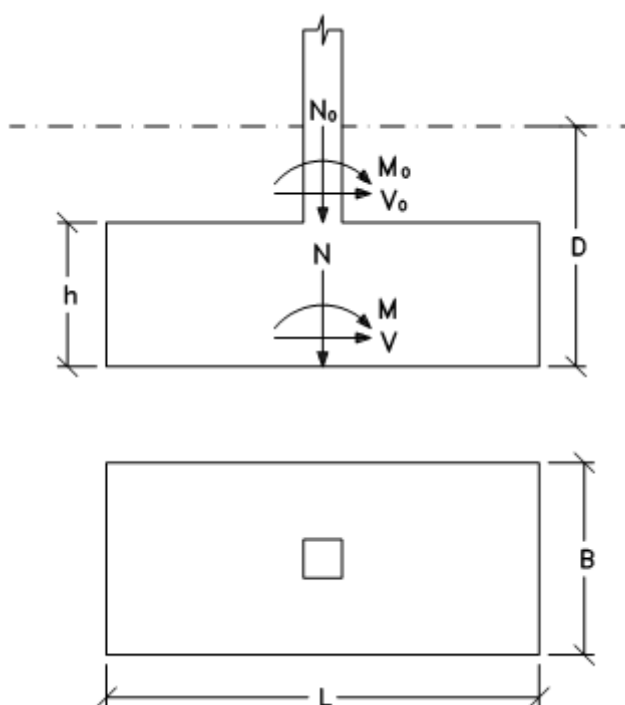


Figura 176. Comprobación de la estabilidad estructural.

En primer lugar, estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el terreno, para ello calculando los esfuerzos que realiza la zapata sobre el terreno con las expresiones 10.1, 10.2 y 10.3.

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_{HA25} + B \cdot L \cdot D - h \gamma_{Ter} \quad (10.1)$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h \quad (10.2)$$

$$V = V_0 \quad (10.3)$$

$$N = 9,577 + 1,55 \cdot 1,55 \cdot 0,45 \cdot 25 = 37 \text{ kN}$$

$$M = 0,51 + 0,014 \cdot 0,45 = 0,52 \text{ kN m}$$

$$V = 0,014 \text{ kN}$$

Siendo:

$\gamma_{HA 25}$ ; Densidad del hormigón, según la tabla C.1 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un hormigón normal que a efecto de armadura sería  $25 \text{ kN m}^3$ .

$\gamma_{Ter}$ ; Densidad del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de  $18 \text{ kN m}^3$ .

### 3.10.8.1.1 COMPROBACIÓN A VUELCO

Tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

$$C_{SV} = \frac{N^L}{M} \geq 1,5 \quad (10.4)$$

$$C_{sv} = \frac{37[\text{kN}] \frac{1,55[\text{m}]}{2}}{0,52[\text{kN m}]} = 55$$

55 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 37 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,52 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 155 cm.

### 3.10.8.1.2 COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO

Sólo para los casos de terrenos arenosos, con un coeficiente de seguridad de 1,5.

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1,5 \quad (10.5)$$

Donde

$$\phi_d = \frac{2}{3} \phi \quad (10.6)$$

$$\phi_d = \frac{2}{3} 35 = 23,3$$

$$C_{sd} = \frac{37 \cdot \tan \phi_d}{0,014} = 1138$$

1138 > 1,5.....CUMPLE

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 37 kN.

$V$ ; Esfuerzo cortante que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,014 kN m.

$\phi$ ; Ángulo de rozamiento interno del terreno, según la tabla C.6 del CTE-DB-SE-AE, obtenemos el valor para un terreno formado por arena y grava, siendo este de 35°.

### 3.10.8.1.3 COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

Se distinguen tres tipos de caso de hundimiento con los que podemos conocer el tipo de caso que nos corresponde sabiendo cual de las expresiones 10.7, 10.8 ó 10.9 se cumple.

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (10.7)$$



$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6} \quad (10.8)$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{L}{6} \quad (10.9)$$

$$e = \frac{0,52}{37} = 0,014 \approx 0$$

Corresponde a una distribución uniforme de tensiones con expresión 10.10.

$$\sigma_{Ter.} = \frac{N}{B \cdot L} \quad (10.10)$$

$$\sigma_{Ter.} = \frac{37000 [N]}{1550 [mm] \cdot 1550 [mm]} = 0,015 \text{ N } mm^2 = 0,015 \text{ MPa}$$

$$0,015 < 1,25\sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$N$ ; Esfuerzo normal que realiza la zapata sobre el terreno, de 37 kN.

$M$ ; Momento flector que realiza la zapata sobre el terreno, de 0,52 kN m.

$L$ ; Largo de la zapata, de 155 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 155 cm.

$\sigma_{adm}$ ; Presión admisible del terreno, Según la tabla D.25 del CTE-DB-SE-C, obtenemos la presión a efecto orientativo, considerando un terreno granulado formado por arena medianamente densa, siendo esta de 0,2 MPa (1MPa=1N/mm<sup>2</sup>).

### 3.10.8.2 CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Según la norma EHE, las zapatas se clasifican en zapata rígidas si cumple la expresión 10.11 y zapata flexible si cumple la expresión 10.12.

$$0,5 \leq V_{max} \leq 2h \quad (10.11)$$

$$V_{max} > 2h \quad (10.12)$$

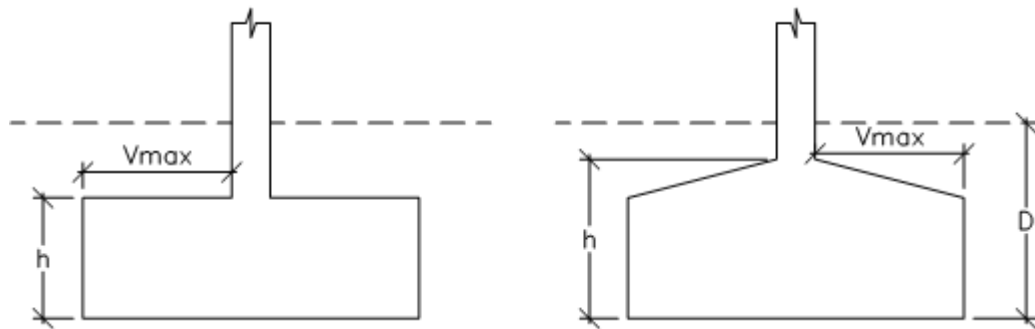


Figura 177. Zapata según EHE.

$$V_{max} = \frac{L - a_1}{2} = \frac{1550 - 250}{2} = 650 \text{ mm}$$

$$2h = 2 \cdot 450 = 900 \text{ mm}$$

Se trata de una zapata rígida según la clasificación de EHE.

Siendo:

$a_1$ ; Longitud de la placa de anclaje, de 250 mm.

$h$ ; Altura de la zapata, de 450 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 155 cm.

### 3.10.8.2.1 CALCULOS A FLEXION

El vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico se obtiene de la expresión 10.13 y puede verse en la figura 178.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} \quad (10.13)$$

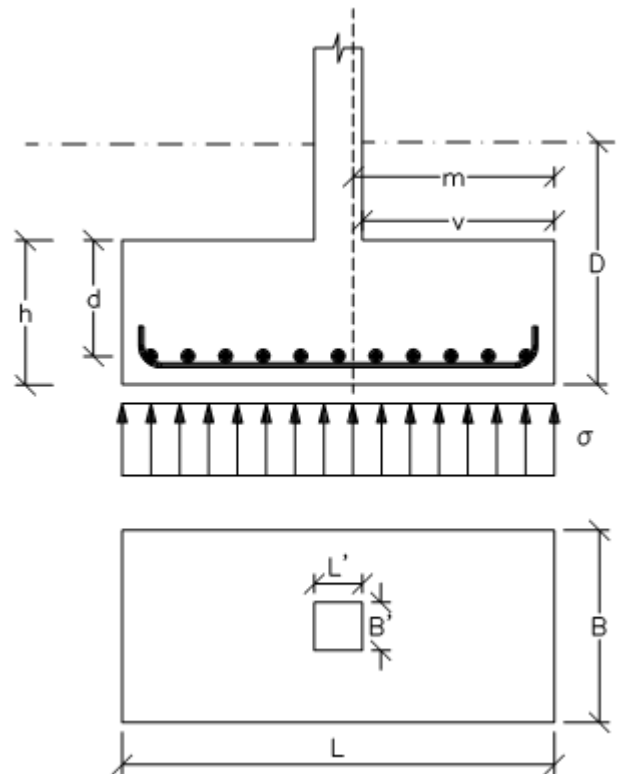


Figura 178. Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

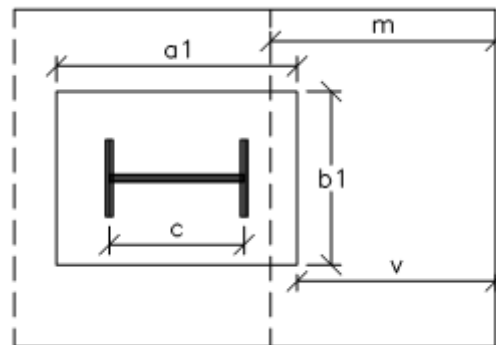


Figura 179. Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4} = 650 + \frac{250 - 160}{4} = 672,5 \text{ mm}$$

En el caso de reparto trapecial (figura 180) puede adoptarse una tensión media obtenida con la expresiones 10.14, 10.15 y 10.16.

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m} \quad (10.14)$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{min} \quad (10.15)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \quad (10.16)$$

Al obtener anteriormente una distribución de tensiones uniforme, tenemos que la  $\sigma_{max}$  y la  $\sigma_{min}$  son las mismas, así pues tendremos el mismo valor para  $\sigma$  y  $\sigma_1$ .

$$\sigma = \sigma_1 = 0,015 \text{ MPa}$$

Según hipótesis basada en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD, la armadura principal para resistir la tracción será por medio de la expresión 10.17.

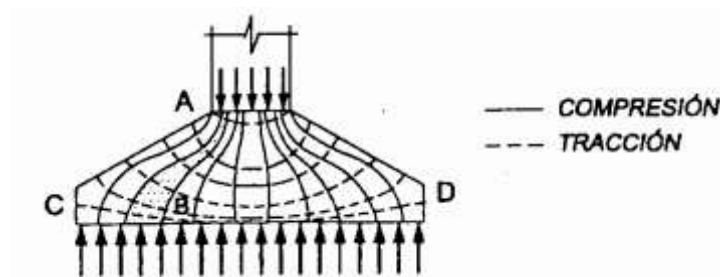


Figura 180. Red de isostáticas de una zapata aislada

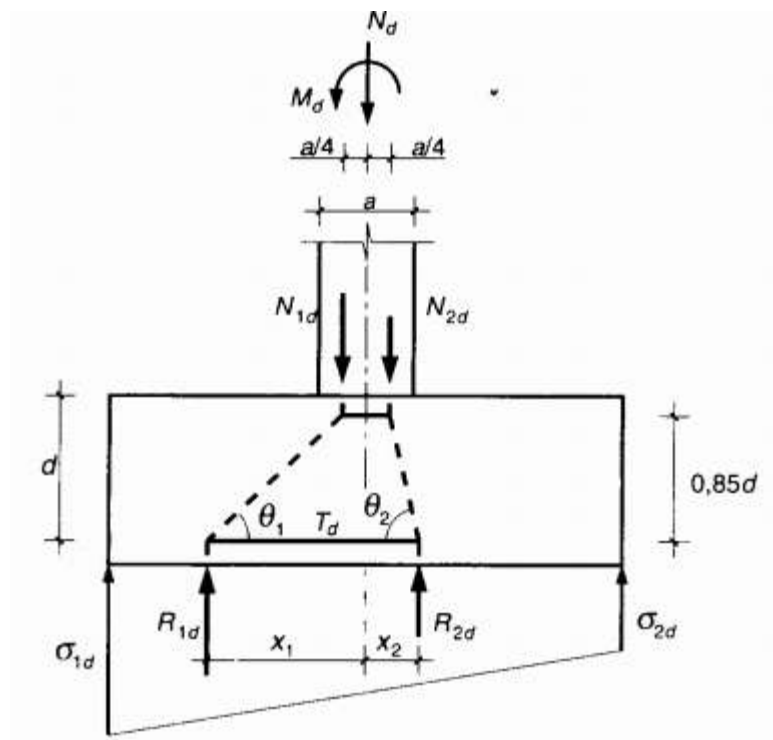


Figura 181. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a \quad (10.17)$$

Donde

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} B \frac{L}{2} \quad (10.18)$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2\sigma_{max} + \sigma_1}{6} B}{R_{1d}} \quad (10.19)$$

$$R_{1d} = \frac{0,015 + 0,015}{2} 1550 \frac{1550}{2} = 18019 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{1550^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,015 + 0,015}{6} 1550}{R_{1d}} = 387 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} x_1 - 0,25a = 16370 \text{ N}$$

Siendo:

$a$ ; Altura del perfil, de 160 mm.

$d$ ; Altura de la zapata, de 450 mm.

$L$ ; Largo de la zapata, de 155 cm.

$B$ ; Ancho de la zapata, de 155 cm.

Conociendo el esfuerzo a tracción que está sometida la armadura inferior de la zapata formado por corrugador B400S, podemos obtener el area resistente necesaria con la expresión 10.20.

$$A = \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M3}}} \quad (10.20)$$

$$A = \frac{16370}{\frac{400}{1,1}} = 45 \text{ mm}^2$$

Ahora realizamos las comprobaciones de cuantía, tanto geométrica como mecánica.

- Cuantía geométrica mínima:

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5 por mil.

$$1,5\text{‰} \cdot B \cdot h = \frac{1,5}{1000} 1550 \cdot 450 = 1046 > 45 \text{ mm}^2$$

$$A = 1046 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (10.21)$$

$$A \cdot f_{yd} = 1046 \frac{400}{1,1} = 380454 \text{ N}$$

$$0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 1550 \cdot 450 \cdot 16,7 = 465930 \text{ N}$$

Como  $A \cdot f_{yd} < 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ , obtenemos un nuevo valor A.

$$A = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{465930}{\frac{400}{1,1}} = 1281 \text{ mm}^2$$

Empleamos corrugados de  $\emptyset 12$ .

$$A = 1281 = n \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow n = 11$$

Separación entre barras la obtenemos de la expresión 10.22, con un recubrimiento lateral de 70 mm.

$$S = \frac{B - 2r - n\emptyset}{n - 1} + \emptyset \quad (10.22)$$

$$S = \frac{1550 - 2 \cdot 70 - 11 \cdot 12}{11 - 1} + 12 = 140 \text{ mm}$$

### 3.10.8.2.2 COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de  $v > h$  tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura a una distancia de la cara del pilar.

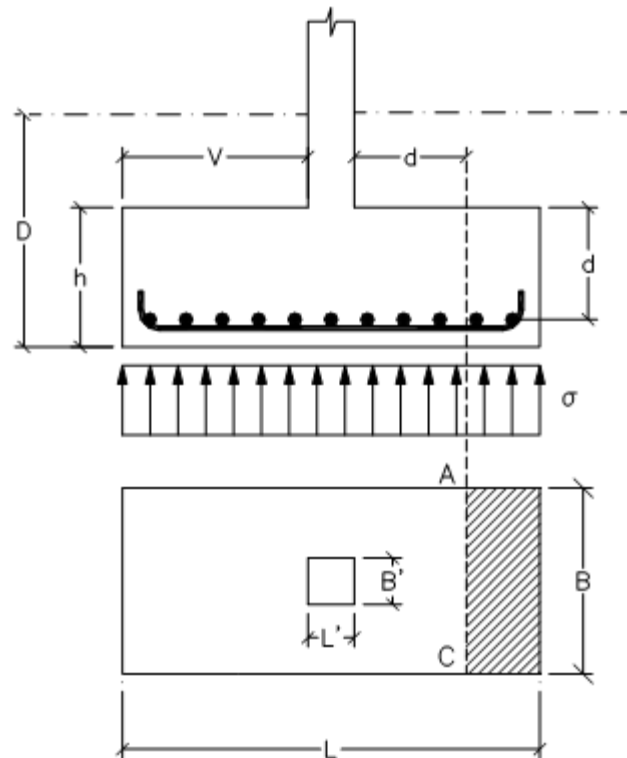


Figura 182. Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot v - d \quad (10.23)$$

$$V_d = 1,6 \cdot 0,015 \cdot 1550 \cdot 650 - 450 = 7440 \text{ N}$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la expresión 10.24 que además debe de cumplir la expresión 10.25.

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100 \rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d \quad (10.24)$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (10.25)$$

Donde



$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{d} \quad (10.26)$$

$$\xi = 1 + \frac{\overline{200}}{450} = 1,6$$

$$\rho_1 = \frac{n\phi}{BL} = \frac{11 \cdot 12}{1550 \cdot 450}$$

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot 100\rho_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot B \cdot d = 104352$$

$$V_d < V_{cu} \dots\dots\dots \text{CUMPLE}$$

Siendo:

$f_{ck}$ ; Resistencia característica del hormigón, para HA-25 es 25 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.10.8.2.3 COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

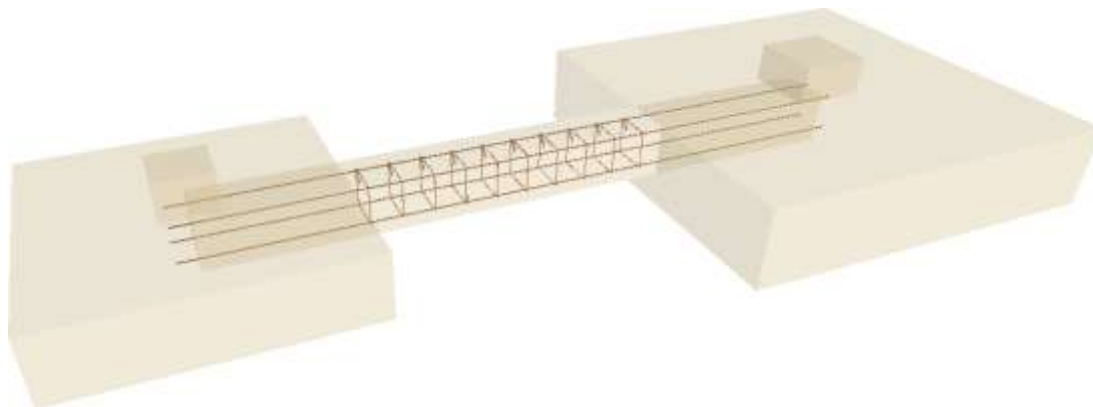
Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las tablas 5 y 6 del Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A} = \frac{16370}{1281} = 13 \text{ N } mm^2$$

Con los datos de las tablas antes mencionadas vemos que con barras de Ø12 mm separadas 140 mm entre si cumplimos con las restricciones de dichas tablas, no siendo necesaria la comprobación a figuración.

### 3.11 VIGAS DE ATADO

Todas las vigas de atado que se emplea en este proyecto tiene la siguiente configuración que se observa en la figuras 183.



*Figura 183. Viga de atado.*

Características:

- barras longitudinales de  $\varnothing 12$  en cada esquina.
- Barras de  $\varnothing 8$  para la armadura transversal con separación de 30 cm
- Alto y ancho de la viga de atado de 40x40 cm.

Según el punto 5 del apartado 4.1.1 del CTE-DB-SE-C, las zapatas aisladas se podrán unir entre sí mediante vigas de atado, que tendrán como objeto principal evitar desplazamientos laterales. En especial se tendrá en cuenta la necesidad de atado de zapatas en aquellos casos prescritos en la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE vigente.

Según la página 126 en el apartado 3.15 del libro “Cálculo de Estructura de cimentación” 4 Ed. La viga de atado es obligatorio para zonas sísmicas con  $a_c \geq 0,16g$ . Según el anexo 1 del NCSE, el municipio de Algeciras posee una aceleración sísmica de cálculo de 0,04 g, por tanto, no es de obligatorio que la coloquemos pero las recomiendan.

Las dimensiones mínimas de la sección de la viga de atado viene dado por la posibilidad física de excavación según el apartado 3.15 del libro “Cálculo de Estructura de cimentación” 4 Ed. siendo esta un mínimo de 400 mm.

La distancia  $S$  que se observa en la figura debe de cumplir las siguientes expresiones 11.1, 11.2, 11.3 y 11.4.

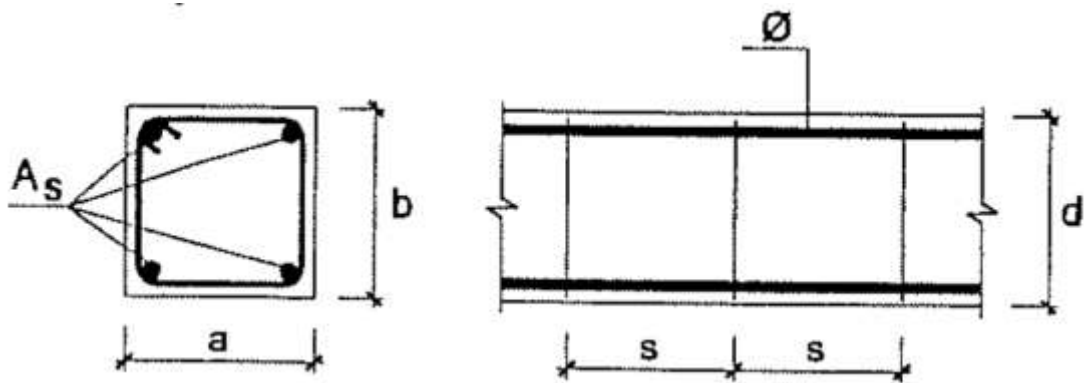


Figura 184. Dimensionado de la viga de atado

$$S \leq 0,85 a \quad (11.1)$$

$$S \leq 0,85 b \quad (11.2)$$

$$S \leq 300 \text{ mm} \quad (11.3)$$

$$S \leq 15\varnothing \quad (11.4)$$

$$S \leq 0,85 a = 340 \text{ mm}$$

$$S \leq 0,85 b = 340 \text{ mm}$$

$$S \leq 300 \text{ mm}$$

$$S \leq n15\varnothing = 720 \text{ mm}$$

300 mm =  $S$ .....CUMPLE

Siendo:

$a$ ; Altura de la sección, de 40 cm.

$b$ ; Anchura de la sección, de 40 cm.

$\emptyset$ ; Diámetro de las barras longitudinales, de 12 mm.

$n$ ; Número de barras.



**DOCUMENTO N° 2**  
**PLIEGO DE CONDICIONES**

## **DOCUMENTO N° 2: PLIEGO DE CONDICIONES**

### **1.-CONDICIONES GENERALES.**

#### **1.1.- DEFINICIÓN Y ALCANCE DEL PLIEGO.**

El presente pliego de prescripciones técnicas particulares contiene el conjunto de normas que complementando a los demás documentos de este proyecto y junto a las indicaciones de la Dirección Facultativa será de aplicación para la ejecución de la nave e instalaciones necesarias para un LA NAVE INDUSTRIAL PARA MECANIZADO.

#### **1.2.- DOCUMENTOS QUE DEFINEN LAS OBRAS.**

Los documentos que definen las obras son los planos que acompañan a este proyecto, las prescripciones técnicas incluidas en el presente pliego, las descripciones técnicas que figuran en la memoria y el presupuesto.

La forma y dimensiones de la obra y demás elementos serán las que figuren en el documento de planos y cuya descripción consta en la memoria del proyecto.

No obstante, durante la construcción, podrán modificarse bien sea para adaptarlas a las características del terreno o para mejorar su funcionamiento.

Todas aquellas modificaciones que se establezcan por quien corresponda, serán de obligado cumplimiento por el contratista.

#### **1.3.- INCOMPATIBILIDAD DE DOCUMENTOS.**

Se supondrá que en principio, concuerdan todos los documentos que definen las obras; en caso de discrepancias se considerará la prioridad del pliego sobre los planos, la de éstos sobre la memoria y la de ésta sobre los anexos. Las indicaciones de la Dirección Facultativa prevalecerán sobre todos los documentos.

Lo mencionado en algunos de los documentos del proyecto y omitido en otros deberá ejecutarse como si estuviera expreso en todos ellos.

En todos los casos el Contratista deberá ejecutar todas y cada una de las unidades como si estuvieran perfectamente definidas en los documentos y sin que

pueda alegar una posible mala definición como pretexto para una incorrecta ejecución.

#### **1.4.- REPRESENTANTE DE LA ADMINISTRACIÓN Y CONTRATISTA.**

El contratista designará un Técnico Titulado con categoría suficiente desde el punto de vista legal y técnico para responsabilizarse de la obra durante su ejecución.

La designación de dicho técnico deberá ser aprobada por el representante de la Administración.

### **2.-CONDICIONES FACULTATIVAS.**

#### **2.1.- OBLIGACIONES DEL CONTRATISTA.**

Las presentes condiciones técnicas serán de obligado cumplimiento por el Contratista a quien se adjudique la obra, el cual deberá hacer constar que las conoce y que se compromete a ejecutar la obra con estricta sujeción a las mismas en la propuesta que formule y que sirve de base a la adjudicación de la obra.

El contratista deberá acompañar a la dirección de obra en las visitas que esta haga a las obras, poniéndose a su disposición para la práctica de los reconocimientos que considere necesarios, y suministrándole los datos precisos para la comprobación de mediciones y liquidaciones.

El contratista estará obligado a terminar las obras tal y como se contrataron, no teniendo derecho a indemnización alguna por el mayor precio que pudiera costarle los defectos y equivocaciones que hubiese cometido, ni así como la utilización de procedimientos más costosos que los previstos en la propuesta de adjudicación de las obras.

Son también obligaciones del contratista todos los arbitrios, licencias municipales, alumbrado, multas, vallas, etc., que necesiten las obras desde su comienzo hasta su terminación.

También será responsable de los accidentes que se produjeran por descuidos, inexperiencia o materiales defectuosos, tomando cuantas precauciones estime necesarias la dirección de obra para proteger a todo el personal del riesgo de accidentes.



El contratista tendrá que dejar la zona de obras en el mismo estado en que las encontró al comienzo de las mismas, quedando por tanto obligado, al finalizar la obra a demoler y transportar las obras provisionales que se hallan ejecutado, así como a limpiar la obra de escombros y residuos que se hayan podido producir.

Es obligación del contratista ejecutar cuanto sea necesario para la buena construcción y aspecto de la obra, aún cuando no se halle expresamente determinado en los documentos del Proyecto, siempre que lo disponga la Dirección de Obra dentro de los límites de posibilidades que los presupuestos habiliten para cada unidad de obra y tipo de ejecución.

El Contratista dispondrá por su cuenta, los accesos a la obra, el cerramiento o vallado de ésta y su mantenimiento durante la ejecución de la obra. La Dirección de Obra podrá exigir su modificación o mejora.

El Contratista habilitará en la obra una oficina en la que existirá una mesa o tablero adecuado, en la que puedan extenderse y consultarse los planos. En dicha oficina tendrá siempre el Contratista a disposición de la Dirección Facultativa el proyecto de ejecución completo, licencia de obras, plan seguridad e higiene.

## **2.2. FACULTADES DE LA DIRECCIÓN DE OBRA.**

Dirigir la obra coordinándola con el Proyecto de Ejecución, facilitando su interpretación técnica, económica y estética.

Asistir a las obras, cuantas veces lo requiera su naturaleza y complejidad, a fin de resolver las contingencias que se produzcan e impartir las instrucciones precisas para asegurar la correcta interpretación y ejecución de lo proyectado.

Redactar las modificaciones, adiciones o rectificaciones del proyecto que se precisen.

Consignar en el Libro de Ordenes, Asistencias e incidencias los hechos ocurridos en la obra que estime convenientes.

Coordinar la intervención en obra de otros técnicos que, en su caso, concurran a la dirección con función propia en aspectos de su especialidad.

Comprobar, antes de comenzar la obra, la adecuación de la estructura proyectada con las características del suelo.

Dar conformidad a las certificaciones parciales de obra y la liquidación final.

Asegurar la idoneidad de todos y cada uno de los materiales y elementos constructivos que se utilice, comprobando los preparados en obra y rechazando los suministros o prefabricados que no cuenten con las garantías o documentos de idoneidad requeridos por las normas de aplicación.

### **3.- VARIOS.**

#### **3.1.- CONTRATA DE OBRA, PRUEBA Y ENSAYOS.**

Se ordenará cuando se estime oportuno, realizar las pruebas y ensayos, análisis y extracción de muestras de obra realizada para comprobar que tanto los materiales como las unidades de obra están en perfectas condiciones y cumplen lo establecido en este Pliego.

El abono de todas las pruebas y ensayos será de cuenta del Contratista.

#### **3.2.- PREPARACIÓN DEL TERRENO A CONSTRUIR.**

El Contratista realizará todas aquellos trabajos como: desbroce, demoliciones, despeje de escombros, etc., incluyendo las gestiones oficiales cuando se requieran, como para cortar árboles, y en general todos aquellos trabajos que salven cualquier obstáculo para el comienzo normal de la obra.

El Contratista realizará la carga, transporte y apilado de los elementos que se deriven del párrafo precedente en el lugar señalado o aceptado por el Ingeniero Director.

Será de cuenta del Contratista, todas las construcciones y servicios provisionales necesario para la buena ejecución de la obra. Como más importantes, se citan:

- 1.- Caseta de obra, oficinas, almacenes, talleres, servicios, oficina para el Ingeniero Director, etc....
- 2.- Instalaciones y conducciones interiores de agua, electricidad, centro de transformación, aire comprimido, etc....

3.- Caminos interiores para el paso provisional de camiones y maquinaria de comunicación entre centros de producción y los trabajos.

4.- Conservación de los caminos tanto interiores como exteriores y de los servicios y obras que se hayan instalado, incluyéndolos que la propiedad hubiera puesto a su disposición.

5.- La potencia del transformador provisional de la obra será aprobada por el Ingeniero Director, ya que además de las necesidades propias del Contratista deberá cubrir las de otro tipo de montadores, instaladores, etc...

6.- El caudal de agua será suficiente para las necesidades propias de hormigón y curado del mismo; así como para compactaciones, etc.; teniendo en cuenta que debe ser suficiente en caso de producirse la simultaneidad del consumo.

Quando las características de la obra exijan la colocación de vallas, protección de la vía pública, etc..., el Contratista tomará a sus expensas cuantas medidas sean necesarias y estén estipuladas en las Ordenanzas Municipales correspondientes, así como entradas y vehículos en el solar vertedero y local de acopio de materiales, siendo responsable de este incumplimiento y de los daños que pudieran causar sus operarios en carriles, arbolados y en general a terrenos de terceros.

### **3.3.- REPLANTEO Y NIVELES.**

Para situar sobre el terreno las diferentes obras que deben ejecutarse, el Contratista solicitará la ayuda del Ingeniero Director, quién materializará sobre el terreno las líneas de referencia fundamentales y los puntos de nivel necesario que deben servir como base al replanteo general.

Partiendo de estos datos, el Contratista queda obligado a materializar cuantos elementos sean necesarios para situar las obras en la forma de orientación y niveles que se indiquen en los planos.

Una vez materializado el replanteo, se levantará la correspondiente acta.

El Contratista materializará y conservará por su cuenta una Red de Puntos suficientes para verificar en cualquier momento cualquier eje o nivel de obra, siendo responsable de los posibles perjuicios que se deriven de una mala conservación de los mencionados puntos.

El Ingeniero Director revisará el replanteo tantas veces como considere oportuno sin que esto exima al Contratista de la responsabilidad de cualquier error en que se hubiese incurrido.

El Contratista se compromete a tener en la obra a disposición del Ingeniero Director y mientras duren las obras, un taquímetro, un nivel, miras para cada aparato y jalones, estacas, etc...; en número suficiente.

Los replanteos de cimentaciones de máquinas los realizará el Contratista siguiendo escrupulosamente las indicaciones de los planos, salvo indicaciones que conduzca a posteriores modificaciones, será reparada por el Contratista a sus expensas.

Serán por cuenta del Contratista cuantos trabajos, materiales y servicios, ocasionan los anteriores párrafos, ya que su costo se considera incluido en las unidades de obra a realizar.

#### **4.- CONDICIONES LEGALES.**

##### **4.1.- RECEPCIÓN DE LA OBRA.**

Antes de terminar la obra la Dirección Técnica comunicará al propietario su terminación, para que se fije la fecha para el acto de recepción provisional. Esta se efectuará una vez finalizado el plazo de ejecución de las obras e instalaciones del presente Proyecto que se ha fijado en doce meses, contando este plazo de ejecución desde el siguiente día hábil al de la fecha del acto de replanteo.

Recepción provisional: una vez terminadas las obras y hallándose al parecer en las condiciones exigidas, se procederá a su recepción provisional dentro del mes siguiente a su finalización.

Al acto de recepción concurrirán el funcionario Técnico designado por la Administración contratante, el facultativo encargado de la obra y el Contratista, levantándose el acta correspondiente.

En caso de que las obras no se hallan en estado de ser recibidas se actuará conforme a lo dispuesto en el párrafo 4 del artículo 170 del reglamento de Contratación.

El plazo de la garantía comenzará a contarse a partir de la fecha de la recepción provisional de la obra.

Al realizarse la recepción provisional de las obras deberá presentarse el Contratista las pertinentes autorizaciones de los Organismos oficiales de la provincia para el uso y puesta en servicio de las instalaciones que así lo requieran. No se efectuará esa recepción provisional de las obras, ni, como es lógico, la definitiva, si no se cumple este requisito.

Recepción definitiva: dentro del mes siguiente al cumplimiento del plazo de garantía, se procederá a la recepción definitiva de las obras. Si las obras se encontrasen en las condiciones debidas, se recibirán con carácter definitivo, levantándose el acta correspondiente, quedando por dicho acto el Contratista relevado de toda responsabilidad, salvo la que pudiera derivar por vicios ocultos de la construcción, debido al incumplimiento doloso del contrato, de acuerdo con lo estipulado en el artículo 175 del Reglamento General de Contratación del Estado.

Plazo de garantía: sin perjuicio de las garantías que expresamente se detallan en el pliego de cláusulas administrativas, el Contratista garantiza en general todas las obras que ejecute, así como los materiales empleados en ella y su buena manipulación.

El plazo de garantía será de un año y durante este período el Contratista corregirá los defectos observados, eliminará las obras rechazadas y reparará las averías que por dicha causa se produzcan, todo ello por su cuenta y sin derecho a indemnización alguna, ejecutándose en caso de resistencia dichas obras por la Administración con cargo a la fianza.

El Contratista garantizará a la Administración contra toda reclamación de tercera persona, derivada del incumplimiento de sus obligaciones económicas o disposiciones legales relacionadas con la obra. Una vez aprobada la recepción y liquidación definitiva de las obras, la Administración tomará acuerdo respecto a la fianza depositada por el Contratista.

Tras la recepción definitiva de la obra el Contratista quedará relevado de toda responsabilidad salvo lo referente a los vicios ocultos de la construcción, debidos a incumplimiento doloso del contrato por parte del empresario, de los cuales responderá en el término de 15 años. Transcurridos este plazo quedará totalmente extinguida la responsabilidad.

Pruebas de recepción: con carácter previo a la ejecución de la obra, los materiales habrán de ser reconocidos y aprobados por la Dirección Facultativa. Si se hubiese efectuado su manipulación o colocación sin obtener dicha conformidad, deberán ser retirados todos aquellos que la citada dirección rechace dentro de un plazo de treinta días.

El contratista presentará oportunamente muestras de cada material para la aprobación de la Dirección Facultativa, las cuales se conservaran para efectuar en su día comprobación o cotejo con los que se empleen en obra.

Siempre que la Dirección Facultativa lo estime necesario, serán efectuadas por cuenta de la contrata las pruebas y análisis que permitan apreciar las condiciones de los materiales a emplear.

Las especificaciones de recepción de la maquinaria se ajustarán a los detalles de esta, consignados en la Memoria y Presupuestos. Su entrega se realizará en presencia del Ingeniero Director y del Contratista. El Plazo de garantía de la maquinaria será de un año, dentro del cual el Contratista se verá obligado a reparar las averías, fallos de rendimientos, etc.... La recepción definitiva de la maquinaria tendrá lugar transcurrido el plazo de garantía y verificado su perfecto estado de funcionamiento habiéndose subsanado las posibles reparaciones o sustituciones pertinentes; realizándose el acta definitiva y a continuación la liquidación de la fianza.

#### **4.2.- CARGOS AL CONTRATISTA.**

El Contratista, de acuerdo con la Dirección Facultativa, entregará el acta de recepción provisional, los planos de todas las instalaciones ejecutadas en la obra con el estado definitivo en que hayan quedado.

El Contratista se compromete igualmente a entregar las autorizaciones que preceptivamente tienen que expedir las Delegaciones Provisionales de Industria, Sanidad, etc.... ; y autoridades locales, para la puesta en servicio de las referidas instalaciones.

Son también de cuenta del Contratista todos los arbitrios, licencias municipales, vallas, alumbrado, multas, etc..; que ocasionen las obras desde su inicio hasta su total terminación.

El Contratista durante el año que media entre la recepción provisional y la definitiva, será el conservador de las obras, donde tendrá el personal suficiente para atender a todas las averías y reparaciones que pueda presentarse, aunque el establecimiento fuese utilizado por la propiedad antes de la recepción definitiva.

Se cumplimentarán todas las normas de la Presidencia del Gobierno y Ministerio de Industria vigentes y las sucesivas que se publiquen en el transcurso de la ejecución del Proyecto.

## 5.) CONDICIONES TECNICAS.

### **5.1.- CONDICIONES GENERALES.**

#### **5.1.1.- CONDICIONES GENERALES DE MATERIALES.**

##### **5.1.1.1.- CALIDAD DE LOS MATERIALES.**

Todos los materiales a emplear en la presente obra serán de primera calidad y reunirán las condiciones exigidas en las condiciones generales de índole técnica previstas en el Pliego de Condiciones de Edificación y demás disposiciones vigentes referentes a materiales y prototipos de construcción.

##### **5.1.1.2.- ENSAYOS Y PRUEBAS DE LOS MATERIALES.**

Todos los materiales a que este capítulo se refiere podrán ser sometidos a los análisis o pruebas, por cuenta de la contrata, que se crean necesarios para acreditar su calidad. Cualquier otro que haya sido especificado y sea necesario emplear deberá ser aprobado por la Dirección de Obras, bien entendido que será rechazado el que no reúna las condiciones exigidas por la buena práctica de la construcción.

##### **5.1.1.3.- MATERIALES NO CONSIGNADOS EN EL PROYECTO.**

Los materiales no consignados en proyecto que dieran lugar a precios contradictorios reunirán las condiciones de bondad necesarias, a juicio de la Dirección Facultativa, no teniendo el contratista derecho a reclamación alguna por estas condiciones exigidas.

### **5.1.2.- CONDICIONES GENERALES DE EJECUCIÓN.**

Todos los trabajos incluidos en el presente proyecto se ejecutarán con arreglo a las buenas prácticas de la construcción, de acuerdo con las condiciones establecidas en Pliego General de Arquitectura, y cumpliendo estrictamente las instrucciones recibidas por la Dirección Facultativa.

### **5.2.- CONDICIONES PARA LA EJECUCIÓN DE LAS UNIDADES DE OBRA. PRESCRIPCIONES DE LOS MATERIALES.**

#### **5.2.1.- MOVIMIENTOS DE TIERRA.**

El trabajo comprendido en la presente Sección del Pliego de Condiciones consiste en la ordenación de todo lo necesario para la ejecución de estos trabajos, tales como mano de obra, equipo, elementos auxiliares y materiales, excepto aquellos que deban ser suministrados por terceros.

La ejecución de todos los trabajos afectará principalmente a los de replanteo y explanación, comprendiendo excavaciones y rellenos, zanjas y pozos, y todos aquellos trabajos complementarios. También quedarán incluidos los trabajos de carga, transporte y vertidos. Todo ello en completo y estricto acuerdo con esta Sección del Pliego de Condiciones y los planos correspondientes.

#### **5.2.1.1.- EXCAVACIONES.**

##### a) Preparación del terreno y Replanteo:

Se realizará la limpieza y desbroce del solar, explanándolo primeramente si fuese necesario por medio de excavaciones y rellenos, terraplenes, etc., procediendo a continuación al replanteo del edificio y de la obra de urbanización, según los planos del proyecto.

La propiedad efectuará por su cuenta los sondeos necesarios para determinar la profundidad y naturaleza del firme, los resultados obtenidos los pondrá a disposición del Ingeniero, para proceder al diseño de la estructura de cimentación.

##### b) Generalidades:

La excavación se ajustará a las dimensiones y cotas indicadas en los planos para cada estructura con las excepciones, que se indican más adelante, e incluirá,



salvo que lo indiquen los planos, el vaciado de zanjas para servicios generales hasta la conexión con dichos servicios, y todos los trabajos incidentales anejos. Si los firmes adecuados se encuentran a cotas distintas de las indicadas en los planos, el Ingeniero director podrá ordenar por escrito que la excavación se lleve por encima o por debajo de las mismas. La excavación no se llevará por debajo de las cotas indicadas en los planos, a menos que así lo disponga el Ingeniero director, cuando se haya llevado la excavación por debajo de las cotas indicadas en los planos o establecidas por el Ingeniero, la porción que quede por debajo de losas se restituirá a la cota adecuada, según el procedimiento que se indica más adelante para el relleno, y si dicha excavación se ha efectuado por debajo de zapatas se aumentará la altura de los muros, pilares y zapatas, según disponga el Ingeniero. Si se precisa relleno bajo las zapatas, se efectuará con hormigón de dosificación aprobada por el Ingeniero. No se permitirán, relleno de tierras bajo zapatas. La excavación se prolongará hasta una distancia suficiente de muros y zapatas, que permita el encofrado y desencofrado, la instalación de servicios y la inspección, excepto cuando se autorice depositar directamente sobre las superficies excavadas el hormigón para muros y zapatas. El material excavado que sea adecuado y necesario para los rellenos por debajo de losas, se aplicará por separado, de la forma que ordene el Ingeniero.

### **5.2.1.2.- CIMIENTOS.**

Se eliminarán los bolos, troncos, raíces de árbol y otros obstáculos que se encuentren dentro de los límites de la excavación. Se limpiará toda la roca u otro material duro de cimentación, dejándolos exentos de material desprendido y se cortarán de forma que quede una superficie firme, que según lo que se ordene, será nivelada, escalonada o dentada.

Se eliminarán todas las rocas desprendidas o desintegradas así como los estratos finos. Cuando la obra de hormigón o de fábrica deba apoyarse sobre una superficie que no sea roca, se tomarán precauciones especiales para no alterar el fondo de la excavación, no debiéndose llevar ésta hasta el nivel de la rasante definitiva hasta inmediatamente antes de colocar el hormigón u obra de fábrica.

Las zanjas de cimentación y las zapatas se excavarán hasta una profundidad mínima, expresada en planos, por debajo de la rasante original, pero en todos los casos hasta alcanzar un firme resistente. Las cimentaciones deberán ser aprobadas por el Ingeniero antes de colocar el hormigón o la fábrica de ladrillo.

Antes de la colocación de las armaduras, se procederá al saneamiento del fondo de zapatas mediante el vertido de una capa de hormigón de limpieza HA-25,

de 10 cm. de espesor. Si fuese necesario se procederá a la entibación de las paredes de la excavación, colocando posteriormente las armaduras y vertiendo el hormigón, todo ello realizado con estricta sujeción a lo expresado en la Norma EHE, y con arreglo a lo especificado en planos.

### **5.2.1.3.- RELLENO.**

Una vez terminada la cimentación y antes de proceder a los trabajos de relleno, se retirarán todos los encofrados y la excavación se limpiará de escombros y basura, procediendo a rellenar los espacios concernientes a las necesidades de la obra de cimentación.

Los materiales para el relleno consistirán en tierras adecuadas, aprobadas por el Ingeniero, estarán exentos de escombros, trozos de madera u otros desechos. El relleno se colocará en capas horizontales de un espesor máximo de 20 cm., y tendrá el contenido de humedad suficiente para obtener el grado de compactación necesario. Cada capa se apisonará por medio de pisones manuales o mecánicos o con otro equipo adecuado hasta alcanzar una densidad máxima de 90% con contenido óptimo de humedad.

### **5.2.2.- HORMIGONES.**

El trabajo comprendido en la presente sección del Pliego de Condiciones consiste en suministrar toda la instalación, mano de obra, equipo, accesorios y materiales y en la ejecución de todas las operaciones concernientes a la instalación de hormigones, todo ello en completo y estricto acuerdo con esta sección del Pliego de Condiciones y planos aplicables y sujeto a los términos y condiciones del contrato.

Se prestará una total cooperación a otros oficios para la instalación de elementos empotrados, se facilitarán las plantillas adecuadas o instrucciones o ambas cosas, para la colocación de los elementos no instalados en los encofrados. Los elementos empotrados se habrán inspeccionado y se habrán completado y aprobado los ensayos del hormigón u otros materiales o trabajos mecánicos antes del vertido del hormigón.

#### **a) Inspección:**

El Contratista notificará al Ingeniero director con 24 horas de antelación, el comienzo de la operación de mezcla, si el hormigón fuese preparado en obra.

b) Pruebas de la estructura:

El Contratista efectuará las pruebas de la estructura con las sobrecargas que se indiquen, pudiendo estas pruebas alcanzar la totalidad de la estructura.

Las acciones de la estructura se calcularán de acuerdo con el Código Técnico de la Edificación, en particular el capítulo CTE-DB-SE-AE especificadas en la Memoria de Cálculo.

El Ingeniero director podrá ordenar los ensayos de información de la estructura que estime convenientes, con sujeción a lo estipulado en la Norma EHE.

c) Ensayos:

El Contratista efectuará todos los ensayos que la Dirección Facultativa estime necesario a su cuenta. Control de materiales según la Norma EHE, para la realización de estos ensayos se tendrán presentes los coeficientes de seguridad que se especifican en la memoria de cálculo, para poder utilizar, según éstos, un nivel reducido, normal o intenso.

#### **5.2.2.1.- MATERIALES.**

a) Cemento:

El cemento utilizado será el especificado en la Norma EHE, en todo lo referente a cementos utilizables, suministro y almacenamiento. El control se realizará según se especifica en dicha norma. El cemento de distintas procedencias se mantendrá totalmente separado y se hará uso del mismo en secuencia, de acuerdo con el orden en que se haya recibido, excepto cuando el Ingeniero director ordene otra cosa. Se adoptarán las medidas necesarias para usar cemento de una sola procedencia en cada una de las superficies vistas del hormigón para mantener el aspecto uniforme de las mismas. No se hará uso de cemento procedente de la limpieza de los sacos o caído de sus envases, o cualquier saco parcial o totalmente mojado o que presente señales de principio de fraguado.

b) Agua:

El agua será limpia y estará exenta de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, sales, álcalis, materias orgánicas y otras sustancias nocivas. Al ser sometida

al ensayo para determinar la resistencia estructural del árido fino, la resistencia de las probetas similares hechas con el agua sometida a ensayo y un cemento Portland normal será, a los 28 días como mínimo el 95% de la resistencia de probetas similares hechas con agua conocida de calidad satisfactoria y con el mismo cemento árido fino. En cualquier caso se cumplirá lo especificado la Norma EHE.

c) Árido fino:

El árido fino consistirá en arena natural, o previa aprobación del Ingeniero director en otros materiales inertes que tengan características similares. El árido fino estará exento de álcalis solubles del agua, así como sustancias que pudieran causar expansión en el hormigón por reacción a los álcalis de cemento. En cualquier caso se ajustará a lo especificado en la Norma EHE.

d) Árido grueso:

Consistirá en piedra machacada o grava, o previa aprobación del Ingeniero director en otros materiales inertes de características similares. Estará exento de álcalis solubles en agua y de sustancias que pudieran causar expansión en el hormigón a causa de su reacción con los álcalis del cemento. En cualquier caso, todo el árido se atenderá a lo especificado en la Norma EHE.

e) Armadura de acero:

Las armaduras de acero cumplirán lo establecido en la Norma EHE, en cuanto a especificación de material y control de calidad.

- 1.– Las barras de acero que constituyen las armaduras para el hormigón no presentarán grietas, sopladuras ni mermas de sección superiores al 5%.
- 2.– El módulo de elasticidad inicial será siempre superior a 210.000 N/mm<sup>2</sup>.
- 3.– El alargamiento mínimo a rotura será el 23%.
- 4.– Los aceros especiales y de alta resistencia deberán ser de los fabricados por casas de reconocida solvencia e irán marcados con señales indelebles para evitar confusiones en su empleo.

f) Almacenamiento de materiales:

Cemento: inmediatamente después de su recepción a pie de obra, el cemento se almacenará en un alojamiento a prueba de intemperie y tan hermético al aire como sea posible. Los pavimentos estarán elevados sobre el suelo a distancia suficiente para evitar la absorción de humedad. Se almacenará de forma que permita un fácil acceso para la inspección e identificación de cada remesa.

Áridos: los áridos de diferentes tamaños se apilarán en pilas por separado. Los apilamientos del árido grueso se formarán en capas horizontales que no excedan de 1,2 m. de espesor a fin de evitar su segregación..

Armadura: las armaduras se almacenarán de forma que se evite excesiva herrumbre o recubrimiento de grasa, aceite, suciedad u otras materias que pudieran ser objetos de reparos. El almacenamiento se hará en pilas separadas o bastidores para evitar confusión o pérdida de identificación una vez desechos los mazos.

#### **5.2.2.2.- DOSIFICACIÓN Y MEZCLADO.**

a) Dosificación:

Todo el hormigón se dosificará en peso, excepto si en este Pliego de Condiciones se indica otra cosa, dicha dosificación se hará con arreglo a los planos del Proyecto. En cualquier caso se atenderá a lo especificado en la Norma EHE.

La dosificación exacta de los elementos que se hayan de emplear en el hormigón se determinará por medio de ensayos en un laboratorio autorizado. El cálculo de la mezcla propuesta se presentará al Ingeniero director para su aprobación antes de proceder al amasado y vertido del hormigón.

La relación agua/cemento, indicada en la tabla anterior, incluirá el agua contenida en los áridos. No obstante, no se incluirá la humedad absorbida por éstos que no sea útil para la hidratación del cemento ni para la lubricación de la mezcla. El asiento en el Cono de Abrams estará comprendido entre 0 y 15 cm., según sea la consistencia.

b) Variaciones en la dosificación:

Las resistencias a la comprensión calculadas a los 28 días, que se indican en la tabla, son las empleadas en los cálculos del proyecto y se comprobarán en el transcurso de la obra ensayando, a los intervalos que se ordenen, probetas cilíndricas normales preparadas con muestras tomadas de la hormigonera. Por lo general, se

prepararán seis probetas por cada 150 m<sup>3</sup>, o fracción de cada tipo de hormigón mezclado en un día cualquiera. Durante las 24 horas posteriores a su moldeado, los cilindros se mantendrán en una caja construida y situada de forma que su temperatura ambiente interior se encuentre entre 15 y 26 °C. Los cilindros se enviarán a continuación al laboratorio de ensayos. El Contratista facilitará los servicios y mano de obra necesarios para la obtención, manipulación y almacenamiento a pie de obra de los cilindros y moldeará y ensayará dichos cilindros. Los ensayos se efectuarán a los 7 y a los 28 días. Cuando se haya establecido una relación satisfactoria entre las resistencias de los ensayos a los 7 y a los 28 días, los resultados obtenidos a los 7 días pueden emplearse como indicadores de las resistencias a los 28 días. Se variará la cantidad de cemento y agua, según se indiquen los resultados obtenidos de los cilindros de ensayo, tan próximamente como sea posible a la resistencia calculada, pero en ningún caso a menos de esta resistencia.

Si las cargas de rotura de las probetas sacadas de la masa que se ha empleado para hormigón, medidas en el laboratorio, fueran inferiores a las previstas, podrá ser rechazada la parte de obra correspondiente, salvo en el caso que las probetas sacadas directamente de la misma obra den una resistencia superior a las de los ensayos y acordes con la resistencia estipulada. Podrá aceptarse la obra defectuosa, siempre que así lo estime oportuno el Ingeniero director, viniendo obligado en el caso contrario el Contratista a demoler la parte de obra que aquél indique, rehaciéndola a su costa y sin que ello sea motivo para prorrogar el plazo de ejecución.

### c) Medición de materiales, mezcla y equipo:

Todo el hormigón se mezclará a máquina, excepto en casos de emergencia, en los que se mezclará a mano, según se ordene. Excepto cuando se haga uso de hormigón premezclado, el Contratista situará a pie de obra un tipo aprobado de hormigonera, por cargas, equipada con un medidor exacto de agua y un dispositivo de regulación. Esta hormigonera tendrá capacidad para producir una masa homogénea de hormigón de color uniforme. Los aparatos destinados a pesar los áridos y el cemento estarán especialmente proyectados a tal fin.

Se pesarán por separado el árido fino, cada tamaño del árido grueso y el cemento. No será necesario pesar el cemento a granel y las fracciones de sacos. La precisión de los aparatos de medida será tal que las cantidades sucesivas puedan ser medidas con un 1% de aproximación respecto de la cantidad deseada. Los aparatos de medida estarán sujetos a aprobación. El volumen por carga del material amasado

no excederá de la capacidad fijada por el fabricante para la hormigonera. Una vez que se haya vertido el cemento y los áridos dentro del tambor de la hormigonera, el tiempo invertido en la mezcla no será inferior a un minuto en hormigonera de 1 m<sup>3</sup> de capacidad y capacidades inferiores; en hormigoneras de mayor capacidad se incrementará el tiempo mínimo en 15 segundos por cada m<sup>3</sup> o fracción adicional de capacidad. La cantidad total de agua para el amasado se verterá en el tambor antes de que haya transcurrido  $\frac{1}{4}$  del tiempo de amasado. El tambor de la hormigonera girará con una velocidad periférica de unos 60 m. por minuto durante todo el período de amasado. Se extraerá todo el contenido del tambor antes de proceder a una nueva carga. El Contratista suministrará el equipo necesario y establecerá procedimientos precisos, sometidos a aprobación, para determinar las cantidades de humedad libre en los áridos y el volumen verdadero de los áridos finos si se emplea la dosificación volumétrica. La determinación de humedad y volumen se efectuará a los intervalos que se ordenen. No se permitirá el retemplado del hormigón parcialmente fraguado, es decir, su mezcla con o sin cemento adicional, árido o agua.

d) Hormigón premezclado:

Puede emplearse siempre que:

- 1.- La instalación esta equipada de forma apropiada en todos los aspectos para la dosificación exacta y adecuada mezcla y entrega de hormigón, incluyendo la medición y control exacto del agua.
- 2.- La instalación tenga capacidad y equipo de transporte suficiente para entregar el hormigón al ritmo deseado.
- 3.- El tiempo que transcurra entre la adición del agua para amasar el cemento y los áridos, o el cemento el árido y el vertido del hormigón en su situación definitiva en los encofrados, no excederá de una hora. El hormigón premezclado se mezclará y entregará por medio del siguiente método:

La mezcla en central se efectuará mezclando el hormigón, totalmente, en una hormigonera fija, situada en la instalación y transportándola a pie de obra en un agitador o mezcladora sobre camión que funcione a la velocidad de agitación. La mezcla en la hormigonera fija se efectuará según lo establecido.

e) Control:

Los controles a realizar en el hormigón se ajustarán a lo especificado en Norma EHE.

### 5.2.2.3.- ENCOFRADOS.

#### a) Requisitos Generales:

Los encofrados se construirán exactos en alineación y nivel, excepto en las vigas en las que se les dará la correspondiente contraflecha; serán herméticos al mortero y lo suficientemente rígidos para evitar desplazamientos, flechas o pandeos entre apoyos. Se tendrá especial cuidado en arriostrar convenientemente los encofrados cuando haya de someterse el hormigón a vibrado. Los encofrados y sus soportes estarán sujetos a la aprobación correspondiente, pero la responsabilidad respecto a su uso adecuado será del Contratista. Los pernos y varillas usados para ataduras interiores se dispondrán en forma que al retirar los encofrados todas las partes metálicas queden a una distancia mínima de 3,8 cm. del hormigón expuesto a la intemperie, o de hormigones que deben ser estancos al agua o al aceite y a una distancia mínima de 2,5 cm. para hormigones no vistos.

Las orejetas o protecciones, conos, arandelas u otros dispositivos empleados en conexiones con los pernos y varillas, no dejarán ninguna depresión en la superficie del hormigón o cualquier orificio mayor de 2,2 cm. de diámetro. Cuando se desee estanqueidad al agua o al aceite, no se hará uso de pernos o varillas que hayan de extraerse totalmente al retirar los encofrados. Cuando se elija un acabado especialmente liso, no se emplearán ataduras de encofrados que no puedan ser retiradas totalmente del muro. Los encofrados para superficies vistas de hormigón tendrán juntas horizontales y verticales exactas. Se harán juntas topes en los extremos de los tableros de la superficie de sustentación y se escalonarán, excepto en los extremos de los encofrados de paneles. Este encofrado será hermético y perfectamente clavado. Todos los encofrados estarán provistos de orificios de limpieza adecuados, que permitirán la inspección y la fácil limpieza después de colocada toda la armadura.

En las juntas horizontales de construcción que hayan de quedar al descubierto, el entablonado se llevará a nivel hasta la altura de la junta o se colocará una fija de borde escuadrado de 2,5 cm. en el nivel de los encofrados en el lado visto de la superficie. Se instalarán pernos prisioneros cada 7–10 cm. por debajo de la junta horizontal, con la misma separación que las ataduras de los encofrados; éstos se ajustarán contra el hormigón fraguado antes de reanudar la operación de vertido. Todos los encofrados se construirán en forma que puedan ser retirados sin que haya que martillar o hacer palanca sobre el hormigón. En los ángulos de los encofrados se



colocarán moldes o chaflanes adecuados para redondear o achaflanar los cantos del hormigón visto en el interior de los edificios. Irán apoyados sobre cuñas, tornillos, capas de arena u otros sistemas que permitan el lento desencofrado. El Ingeniero director podrá ordenar sean retirados de la obra elementos del encofrado que a su juicio, por defecto o repetido uso, no sean adecuados.

b) Material de los encofrados:

Los encofrados, excepto cuando se exijan acabados especialmente lisos, serán de madera, madera contrachapada, acero u otros materiales aprobados por el Ingeniero director. El encofrado de madera para superficies vistas será de tableros machihembrados, labrados a un espesor uniforme, pareados con regularidad y que no presente nudos sueltos, agujeros y otros defectos que pudieran afectar al acabado del hormigón. En superficies no vistas puede emplearse madera sin labrar con cantos escuadrados. Las superficies de encofrados de acero no presentarán irregularidades, mellas o pandeos.

c) Revestimientos:

Antes de verter el hormigón, las superficies de contacto de los encofrados se impregnarán con un aceite mineral que no manche, o se cubrirán con dos capas de laca nitrocelulósica, excepto para las superficies no vistas, cuando la temperatura sea superior a 4 °C, que puede mojarse totalmente la tablazón con agua limpia. Se eliminará todo el exceso de aceite limpiándolo con trapos. Se limpiarán perfectamente las superficies de contacto de los encofrados que hayan de usarse nuevamente; los que hayan sido previamente impregnados o revestidos recibirán una nueva capa de aceite o laca.

#### **5.2.2.4.- ARMADURAS.**

a) Requisitos Generales:

Se atenderá en todo momento a lo especificado en la Norma EHE.

El Contratista suministrará y colocará todas las barras de las armaduras, estribos, barras de suspensión, espirales u otros materiales de armadura, según se indique en los planos del proyecto o sea exigida en el Pliego de Condiciones del mismo, juntamente con las ataduras de alambre, silletas, espaciadores, soportes y demás dispositivos necesarios para instalar y asegurar adecuadamente la armadura. Todas las armaduras, en el momento de su colocación, estarán exentas de escamas de

herrumbre, grasa, arcilla y otros recubrimientos y materias extrañas que puedan reducir o destruir la trabazón. No se emplearán armaduras que presenten doblados no indicados en los planos del proyecto o en los de taller aprobados o cuya sección esté reducida por la oxidación.

b) Planos de Taller:

Se presentarán por triplicado, con la antelación suficiente al comienzo de la obra, planos completos del montaje de las barras de armadura, así como todos los detalles de doblado de las mismas. Antes de su presentación al Ingeniero director, el Contratista revisará cuidadosamente dichos planos. El Ingeniero director revisará los planos, con respecto a su disposición general y seguridad estructural; no obstante la responsabilidad por el armado de las estructuras de acuerdo con los planos de trabajo recaerá enteramente en el Contratista. El Ingeniero director devolverá al Contratista una colección revisada de los planos de taller. El Contratista después de efectuar las correcciones correspondientes, presentará nuevamente al Ingeniero director por triplicado, los planos de taller corregidos para su comprobación definitiva. El Ingeniero director dispondrá de un tiempo mínimo de dos semanas para efectuar dicha comprobación. No se comenzará dicha estructura de hormigón armado antes de la aprobación definitiva de los planos de montaje.

c) Colocación:

La armadura se colocará con exactitud y seguridad. Se apoyará sobre silletas de hormigón o metálicas, o sobre espaciadores o suspensores metálicos. Solamente se permitirá el uso de silletas, soportes y abrazaderas metálicas cuyos extremos hayan de quedar al descubierto sobre la superficie del hormigón en aquellos lugares en que dicha superficie no esté expuesta a la intemperie y cuando la decoloración no sea motivo de objeción.

En otro caso se hará uso de hormigón u otro material no sujeto a corrosión, o bien otros medios aprobados, para la sustentación de las armaduras.

d) Empalmes:

Cuando sea necesario efectuar un número de empalmes superior al indicado en los planos del proyecto, dichos empalmes se harán según se ordene. No se efectuarán empalmes en los puntos de máximo esfuerzo en vigas cargadoras y losas. Los empalmes se solaparán lo suficiente para transferir el esfuerzo cortante y de adherencia entre barras.

Los pares de barras que forman empalmes deberán ser fuertemente atados unos a otros con alambre, si no se indica otra cosa en los planos.

e) Protección del hormigón:

La protección del hormigón para las barras de la armadura será como se indica en la Norma EHE.

### **5.2.2.5.- COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN.**

Se definen como hormigones los productos formados por mezcla de cemento, agua, árido grueso y eventualmente productos de adición que, al fraguar y endurecer adquiere una notable resistencia.

El hormigón cumplirá las prescripciones que se recogen en el artículo 30 de la Instrucción EHE.

La composición elegida para la preparación de las mezclas destinadas a la construcción de estructuras o elementos estructurales deberá estudiarse previamente, con el fin de asegurarse de que es capaz de proporcionar hormigones cuyas características mecánicas, reológicas y de durabilidad satisfagan las exigencias del proyecto.

Para la solera, zapatas y vigas de atado, se emplea un hormigón armado HA-25 para ambiente IIa, según el artículo 8 de la norma EHE, con una resistencia característica de 25 N/mm<sup>2</sup> con una dosificación mínima de 275 kg/m<sup>3</sup> de cemento y una máxima relación agua/cemento de 0,60, según el artículo 37 de la normativa EHE.

La resistencia del hormigón a compresión, se obtiene a partir de los resultados de ensayo de rotura a compresión, en número igual o superior a dos, realizados sobre probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, fabricadas a partir de la misma amasada, conservadas con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 83301:91, refrentadas según la UNE 83303:84 y rotas por compresión, según el método de ensayo indicado en la UNE 83304:84, a los 28 días de edad.

La docilidad del hormigón será la necesaria para que rodee completamente a la armadura y rellene completamente los encofrados sin que se produzcan coqueas.

Se recomiendan hormigones de consistencia plástica compactados por vibrado.

El tamaño máximo del árido se fijará según indica la EHE, con arreglo a la distancia entre armaduras.

Las materias primas se amasarán de forma tal que se consiga su mezcla íntima y homogénea, debiendo resultar el árido bien recubierto de pasta de cemento. El período de batido, a la velocidad de régimen, no será inferior a un minuto.

La fabricación del hormigón se hará en una central de hormigón, ya que se obtiene una mayor homogeneidad y uniformidad del hormigón, además de realizar controles de calidad.

a).Puesta en obra del hormigón.

Se cumplirá las especificaciones del artículo 70º de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE.

En ningún caso se tolerará la colocación en obra de masas que acusen un principio de fraguado.

En el vertido y colocación de las masas, incluso cuando estas operaciones se realicen de un modo continuo mediante conducciones apropiadas, se adoptarán las debidas precauciones para evitar la disgregación de la mezcla.

No se colocarán en obra capas o tongadas de hormigón cuyo espesor sea superior al que permita una compactación completa de la masa.

No se efectuará el hormigonado en tanto no se obtenga la conformidad del Director de Obra, una vez que se hayan revisado las armaduras ya colocadas en su posición definitiva.

No se permitirá el vertido del hormigón en caída libre desde alturas superiores a un metro y medio, para evitar la disgregación de la masa.

Siempre que sea posible, las probetas de control se fabricarán en el lugar de puesta en obra y no a la salida de la hormigonera, con objeto de que, al resultar afectadas por las posibles variaciones ocasionadas por el transporte interior sean verdaderamente representativas del hormigón empleado.

La compactación de los hormigones en obra se realizará mediante procedimientos adecuados a la consistencia de las mezclas y de manera tal que se eliminen los huecos y se obtenga un perfecto cerrado de la masa, sin que llegue a producirse segregación.

En general se recomienda el empleo de vibradores, ya que estos aparatos permiten el uso hormigones con menos agua y dotados por tanto de mejores propiedades que los de consistencia adecuada para picado con barra, incluso a igualdad de resistencia mecánica.

### Precauciones especial y curado del hormigón.

En general, se suspenderá el hormigonado siempre que se prevea que dentro de las cuarenta y ocho horas siguientes pueda descender la temperatura ambiente por debajo de los cero grados centígrados.

La temperatura de la masa de hormigón en el momento de verterla en el molde o encofrado no será inferior a +5 °C.

Se prohíbe verter el hormigón sobre elementos (armaduras, moldes, etc.) cuya temperatura sea inferior a cero grados centígrados.

Cuando el hormigonado se efectúe en tiempo caluroso, se adoptarán las medidas oportunas para evitar la evaporación del agua de amasado, en particular durante el transporte del hormigón y para reducir la temperatura de la masa.

Una vez efectuada la colocación del hormigón se protegerá éste del sol y especialmente del viento, para evitar que se deseque.

Si la temperatura ambiente es superior a 40 °C o hay un viento excesivo se suspenderá el hormigonado, salvo que, previa autorización expresa de la Dirección de Obra, se adopten medidas especiales.

Durante el fraguado y primer período de endurecimiento del hormigón, deberá asegurarse el mantenimiento de la humedad del mismo mediante un adecuado curado.

El curado podrá realizarse manteniendo húmedas las superficies de los elementos de hormigón, mediante riego directo que no produzca deslavado. El agua

empleada en estas operaciones deberá poseer las cualidades exigidas en el artículo 27º de la EHE.

El curado por aportación de humedad podrá sustituirse por la protección de las superficies mediante recubrimientos plásticos u otros tratamientos adecuados.

Como término medio, resulta conveniente prolongar el proceso de curado durante siete días, debiendo aumentarse este plazo cuando se utilicen cementos de endurecimiento lento o en ambientes secos y calurosos.

### Control de la calidad del hormigón.

El control de la calidad del hormigón comprenderá normalmente, el de su resistencia, consistencia y durabilidad.

El control de calidad de las características del hormigón se realizará de acuerdo con lo indicado en los artículos 83º a 89º de la Instrucción EHE. La toma de muestras del hormigón se realizará según UNE 83300:84.

Se determinará el valor de la consistencia, mediante el cono de Abrams de acuerdo con la UNE 83313:90, siempre que se fabriquen probetas para controlar la resistencia o cuando lo ordene la Dirección de Obra.

Los ensayos de control de la resistencia del hormigón con carácter preceptivo, son los indicados en el artículo 88º de la EHE.

Los ensayos previos, característicos y de control, se refieren a probetas cilíndricas de 15 x 30 cm, fabricadas, curadas y ensayadas a compresión a 28 días de edad según UNE 83301:91, UNE 83303:84 y UNE 83304:84.

#### a) Transporte:

El hormigón se transportará desde la hormigonera hasta los encofrados tan rápidamente como sea posible, por métodos aprobados que no produzcan segregaciones ni pérdida de ingredientes. El hormigón se colocará lo más próximo posible en su posición definitiva para evitar nuevas manipulaciones. Durante el transporte la caída vertical libre del hormigón no excederá de 1 m. El equipo de transporte se limpiará perfectamente antes de cada recorrido. Se verterá el hormigón antes de que se inicie el fraguado y en todos los casos antes de transcurridos 30 minutos desde su mezcla o batido. No se hará uso de hormigón segregado durante el transporte.

b) Vertido:

Todo el hormigón se verterá sobre seco, excepto cuando el Pliego de Condiciones del Proyecto lo autorice de distinta manera, y se efectuará todo el zanjeado, represado, drenaje y bombeo necesarios. En todo momento se protegerá el hormigón reciente contra el agua corriente. Cuando se ordenen las subrasantes de tierra u otro material al que pudiera contaminar el hormigón, se cubrirán con papel fuerte de construcción, u otros materiales aprobados y se efectuará un ajuste del precio del contrato, siempre que estas disposiciones no figuren especificadas en los planos del proyecto. Antes de verter el hormigón sobre terrenos porosos, éstos se humedecerán según se ordene. Los encofrados se regarán previamente, y a medida que se vayan hormigonando los moldes y armaduras, con lechada de cemento. El hormigón se verterá en capas aproximadamente horizontales, para evitar que fluya a lo largo de los mismos. El hormigón se verterá en forma continua o en capas de un espesor tal que no se deposite hormigón sobre hormigón suficientemente endurecido que puedan producir la formación de grietas y planos débiles dentro de las secciones; se obtendrá una estructura monolítica entre cuyas partes componentes exista una fuerte trabazón. El método del vertido del hormigón será tal que evite desplazamientos de la armadura. Durante el vertido, el hormigón se compactará removiéndolo con herramientas adecuadas y se introducirá alrededor de las armaduras y elementos empotrados, así como en ángulos y esquinas de los encofrados, teniendo cuidado de no manipularlo excesivamente, lo que podría producir segregación. El hormigón vertido proporcionará suficientes vistas de color y aspecto uniformes, exentas de porosidades y coqueras. En elementos verticales o ligeramente inclinados de pequeñas dimensiones, así como en miembros de la estructura donde la congestión del acero dificulte el trabajo de instalación, la colocación del hormigón en su posición debida se suplementará martilleando o golpeando en los encofrados al nivel del vertido, con martillos de caucho, macetas de madera, o martillos mecánicos ligeros. El hormigón no se verterá a través del acero de las armaduras, en forma que produzcan segregaciones de los áridos. En tales casos se hará uso de canaletas, u otros medios aprobados. En ningún caso se efectuará el vertido libre del hormigón desde una altura superior a 1 m. Cuando se deseen acabados esencialmente lisos se usarán canaletas o mangas para evitar las salpicaduras sobre los encofrados para superficies vistas. Los elementos verticales se rellenarán de hormigón hasta un nivel de 2,5 cm. aproximadamente, por encima del intradós de la viga o cargadero más bajo o por encima de la parte superior del encofrado, y este hormigón que sobresalga del intradós o parte superior del encofrado se enrasará cuando haya tenido lugar la sedimentación del agua. El agua acumulada sobre la superficie del hormigón durante su colocación, se eliminará por absorción con materiales porosos, en forma que se evite la remoción del cemento.

Cuando esta acumulación sea excesiva se harán los ajustes necesarios en la cantidad del árido fino, en la dosificación del hormigón o en el ritmo del vertido según lo ordene el Ingeniero director.

c) Vibrado:

El hormigón se compactará por medio de vibradores mecánicos internos de alta frecuencia de tipo aprobado. Los vibrantes estarán proyectados para trabajar con el elemento vibrador sumergido en el hormigón y el número de ciclos no será inferior a 6.000 por minuto estando sumergido. El número de vibradores usados será el suficiente para consolidar adecuadamente el hormigón dentro de los veinte minutos siguientes a su vertido en los encofrados, pero en ningún caso el rendimiento máximo de cada máquina vibradora será superior a 15 m<sup>3</sup> por hora. Si no se autoriza específicamente no se empleará el vibrador de encofrados y armaduras. No se permitirá que el vibrado altere el hormigón endurecido parcialmente ni se aplicará directamente el vibrador a armaduras que se prolonguen en hormigón total o parcialmente endurecido.

No se vibrará el hormigón en aquellas partes donde éste pueda fluir horizontalmente en una distancia superior a 60 cm. Se interrumpirá el vibrado cuando el hormigón se haya compactado totalmente y cese la disminución de su volumen. Cuando se haga uso del vibrado, la cantidad del árido fino empleado en la mezcla será mínima, y de ser factible, la cantidad de agua en la mezcla, si es posible, estará por debajo del máximo especificado, pero en todos los casos, el hormigón será de plasticidad y maleabilidad suficientes para que permitan su vertido y compactación con el equipo vibrador disponible en obra.

d) Vertido de hormigón en tiempo frío:

Se deben cumplir las especificaciones que se indican en el artículo 72 de la norma EHE, excepto en las ocasiones en que el Ingeniero Director disponga algo distinto.

La temperatura de la masa de hormigón, en el momento de verterla en el molde o encofrado, no será inferior a 5°C.

Se prohíbe verter el hormigón sobre elementos (armaduras, moldes, etc.) cuya temperatura sea inferior a cero grados centígrados.



En general, se suspenderá el hormigonado siempre que se prevea que, dentro de las cuarenta y ocho horas siguientes, pueda descender la temperatura ambiente por debajo de los cero grados centígrados.

En los casos en que, por absoluta necesidad, se hormigone en tiempo de heladas, se adoptarán las medidas necesarias para garantizar que, durante el fraguado y primer endurecimiento de hormigón, no se producirán deterioros locales en los elementos correspondientes, ni mermas permanentes apreciables de las características resistentes del material. En el caso de que se produzca algún tipo de daño, deberán realizarse los ensayos de información necesarios, según el artículo 89 de la norma EHE, para estimar la resistencia realmente alcanzada, adoptándose, en su caso, las medidas oportunas.

El empleo de aditivos anticongelantes requerirá una autorización expresa, en cada caso, de la Dirección de Obra. Nunca podrán utilizarse productos susceptibles de atacar a las armaduras, en especial los que contienen ión cloro.

#### **5.2.2.6.- PROTECCIÓN Y CURADO.**

Se tendrá en cuenta todo el contenido de la Norma EHE.

##### **a) Requisitos Generales:**

El hormigón, incluido aquél al que haya de darse un acabado especial, se protegerá adecuadamente de la acción perjudicial de la lluvia, el sol, el agua corriente, heladas y daños mecánicos, y no se permitirá que se seque totalmente desde el momento de su vertido hasta la expiración de los períodos mínimos de curado que se especifican a continuación. El curado al agua se llevará a cabo manteniendo continuamente húmeda la superficie del hormigón, cubriéndola con agua, o con un recubrimiento aprobado saturado de agua o por rociado. El agua empleada en el curado será dulce. Cuando se haga uso del curado por agua, éste se realizará sellando el agua contenida en el hormigón, de forma que no pueda evaporarse. Esto puede efectuarse manteniendo los encofrados en su sitio, u otros medios tales como el empleo de un recubrimiento aprobado de papel impermeable de curado, colocado con juntas estancas al aire o por medio de un recubrimiento sellante previamente aprobado. No obstante, no se hará uso del revestimiento cuando su aspecto pudiera ser inconveniente.

Las coberturas y capas de sellado proporcionarán una retención del agua del 85% como mínimo al ser ensayadas. Cuando se dejen en sus lugares correspondientes los encofrados de madera para el curado, dichos encofrados se mantendrán suficientemente húmedos en todo momento para evitar que se abran en

las juntas y se seque el hormigón. Todas las partes de la estructura se conservarán húmedas y a una temperatura no inferior a 10 °C. durante los períodos totales de curado que se especifican a continuación, y todo el tiempo durante el cual falte humedad o calor no tendrá efectividad para computar el tiempo de curado. Cuando el hormigón se vierta en tiempo frío, se dispondrá de lo necesario, previa aprobación, para mantener en todos los casos, la temperatura del aire en contacto con el hormigón a 10 °C como mínimo durante un período no inferior a los 7 días después del vertido. El calentado del hormigón colocado se efectuará por medios aprobados. La temperatura dentro de los recintos no excederá de 43 °C y durante el período de calentamiento se mantendrá una humedad adecuada sobre la superficie del hormigón para evitar su secado.

b) El período de curado será como sigue:

Los túneles, zapatas, aceras, pavimentos cubiertos y otras estructuras o partes de las mismas, cuyo período de curado no se especifique en otro lugar el presente Pliego de Condiciones, se curarán durante 7 días como mínimo, alcanzando el punto de máxima dureza a los 28 días después de su vertido.

#### **5.2.2.7.- PROTECCIÓN DE ENCOFRADOS.**

Los encofrados se dejarán en sus lugares correspondientes durante un tiempo no inferior a los períodos de curado especificados anteriormente, a no ser que se hayan tomado medidas necesarias para mantener húmedas las superficies del hormigón y evitar la evaporación en las superficies, por medio de la aplicación de recubrimientos impermeables o coberturas protectoras. Los apoyos y los apuntalamientos de los encofrados no se retirarán hasta que el elemento haya adquirido la resistencia suficiente para soportar su propio peso y las cargas de trabajo que le correspondan con un coeficiente de seguridad no inferior a dos. Los encofrados de losas, vigas y cargaderos no se quitarán hasta que hayan transcurrido siete días, como mínimo, después de su vertido. Para determinar el tiempo en que pueden ser retirados los encofrados, se tendrá en cuenta el retraso que, en la acción de fraguado, originan las bajas temperaturas. Las barras de acoplamiento que hayan de quitarse totalmente del hormigón se aflojarán 24 horas después del vertido del mismo y en este momento pueden quitarse todas las ataduras, excepto el número suficiente para mantener los encofrados en sus lugares correspondientes.

No obstante, en ningún caso se quitarán las barras o encofrados hasta que el hormigón haya fraguado lo suficiente para permitir su remoción sin daños para el mismo. Al retirar las barras de acoplamiento, se tirará de ellas hacia las caras no

vistas del hormigón. La obra de hormigón se protegerá contra daños durante la remoción de los encofrados, y del que pudiera resultar por el almacenamiento o traslado de materiales durante los trabajos de construcción. Los elementos premoldeados no se levantarán ni se someterán a ningún esfuerzo hasta que estén completamente secos después del tiempo especificado en el curado. El período de secado no será inferior a dos días. En general no se retirarán los encofrados hasta que lo autorice el Ingeniero director.

#### **5.2.2.8.- ACABADO DE SUPERFICIES.**

##### a) Requisitos Generales:

Tan pronto como se retiren los encofrados, todas las zonas defectuosas serán sometidas al visado del Ingeniero director, prohibiéndose taparlas antes de este requisito, y después de la aprobación se resonarán y todos los agujeros producidos por las barras de acoplamiento se rellenarán con mortero de cemento de la misma composición que el usado en el hormigón, excepto para las caras vistas, en las que una parte del cemento será Portland blanco para obtener un color de acabado que iguale al hormigón circundante. Las zonas defectuosas se repicarán hasta encontrar hormigón macizo y hasta una profundidad no inferior a 2,5 cm. Los bordes de los cortes serán perpendiculares a la superficie del hormigón. Todas las zonas a resonar y como mínimo 15 cm. de la superficie circundante se saturarán de agua antes de colocar el mortero. Los resonados se curarán en la forma indicada para el hormigón. Los agujeros de las barras de acoplamiento se humedecerán con agua y se rellenarán totalmente con mortero. Los agujeros que se prolonguen a través del hormigón se rellenarán por medio de una pistola de inyección o por otro sistema adecuado desde la cara no vista. El exceso de mortero en la cara vista se quitará con un paño.

##### b) Acabado Normal:

Todas las superficies del hormigón vistas llevarán un acabado Normal, excepto cuando se exija en los planos o en el Pliego de Condiciones un acabado especial.

Superficies contra los encofrados: Además del resonado de las zonas defectuosas y relleno de los orificios de las barras, se eliminarán cuidadosamente todas las rebabas y otras protuberancias, nivelando todas las irregularidades.

Superficies no apoyadas en los encofrados: El acabado de las superficies, excepto cuando se especifique de distinta manera, será fratasando con fratás de madera hasta obtener superficies lisas y uniformes.

c) Acabados Especiales:

Se darán acabados especiales a las superficies vistas de hormigón solamente cuando así lo exijan los planos del proyecto. Para acabado especialmente liso, se construirá, de acuerdo con los requisitos establecidos a tal fin, una sección de la parte no vista de la estructura, según se especifica. Si el acabado de esta sección se ajusta al acabado especificado, dicha sección se usará como panel de muestra; en otro caso, se construirán otras secciones hasta obtener el acabado especificado.

d) Acabado frotado (apomazado):

Siempre que sea posible, se retirarán los encofrados antes que el hormigón haya llegado a un fraguado duro, prestando la debida consideración a la seguridad de la estructura. Inmediatamente después de retirados los encofrados, la superficie se humedecerá totalmente con agua, frotándola con carborundo u otro abrasivo, hasta obtener un acabado continuo, liso y de aspecto uniforme. A la terminación de esta operación la superficie se lavará perfectamente con agua limpia.

### **5.2.2.9.- ACABADO.**

a) Requisitos Generales:

El tipo de acabado será exigido en el Pliego de Condiciones o los planos del proyecto. Cuando no se especifique tipo determinado de acabado, la superficie de la losa de base recibirá un acabado fratasado.

b) Acabado Fratasado:

La superficie de la losa de base se enrasará exactamente a la rasante del piso acabado, eliminando todo el agua y lechosidades de la superficie. A continuación se fratará la superficie a máquina.

c) Curado:

Todos los acabados de pisos se curarán al agua durante siete días como mínimo, con esterillas saturadas, arpilleras u otros recubrimientos aprobados

empapados en agua. Los acabados finales especiales se curarán cubriéndolos con un tipo aprobado de membrana impermeable que no manche, con una resistencia suficiente para soportar el desgaste o efecto abrasivo. La membrana se tenderá con juntas estancadas al aire y se mantendrá colocada. Todo el curado se comenzará tan pronto como sea posible una vez acabada la superficie. Puede usarse recubrimiento de membrana en lugar del curado por agua para el curado de otros acabados de piso que no estén expuestos a la acción directa de los rayos solares.

d) Limpieza:

A la terminación del trabajo todos los pisos acabados de hormigón se limpiarán como sigue: después de barrerlos con una escoba corriente, para quitar toda la suciedad suelta, el acabado se baldeará con agua limpia.

### **5.2.3.- ESTRUCTURA METALICA.**

El trabajo comprendido en la presente Sección del Pliego de Condiciones consiste en el suministro de toda la mano de obra, instalación de equipo, accesorios y materiales, así como en la ejecución de todas las operaciones relacionadas con el diseño, fabricación y montaje de acero para estructuras, de estricto acuerdo con esta Sección del Pliego de Condiciones y Planos aplicables, y sujeto a los términos y condiciones del Contrato.

Todos los trabajos relacionados con las estructuras metálicas, tendrán que atenerse obligatoriamente a lo especificado en las siguientes Normas.

CTE-2007. “Código Técnico de la Edificación”

#### **5.2.3.1.- MATERIALES.**

El acero laminado para la ejecución de la estructura será del tipo descrito en la Norma UNE-EN 10025(productos laminados en caliente de acero para construcciones metálicas de uso general), debiendo cumplir exactamente las prescripciones sobre composición química y características mecánicas estipuladas en la norma en cuestión. Las condiciones de suministro y recepción del material se regirán por lo especificado en la Norma CTE-2007, pudiendo el Ingeniero director de la obra exigir los certificados de haberse realizado los ensayos de recepción indicados en dicha Norma.

Deberá comprobarse por medios magnéticos, ultrasónicos o radiográficos, que los componentes de acero no presentan inclusiones, grietas u oquedades capaces de alterar la solidez del conjunto.

El Contratista presentará, a petición del Ingeniero director de la obra, la marca y clase de electrodos a emplear en los distintos cordones de soldadura de la estructura. Las características mecánicas del material de aportación de dichos electrodos serán en todos los casos superiores a los materiales base, y se ajustaran a la norma UNE-EN ISO 14555:1999, según se indica en la norma CTE-2007. Una vez aprobados no podrán ser sustituidos por otro sin el conocimiento y aprobación del Ingeniero director. A esta presentación se acompañará una sucinta información sobre los diámetros, aparatos de soldadura e intensidades y voltajes de la corriente a utilizar en el depósito de los distintos cordones.

El Contratista queda obligado a almacenar los electrodos recibidos en condiciones tales que no puedan perjudicarse las características del material de aportación. El Ingeniero director de la obra podrá inspeccionar el almacén de electrodos siempre que lo tenga por conveniente, y exigir que en cualquier momento se realicen los ensayos correspondientes para comprobar que las características del material de aportación se ajustan al tipo de electrodos elegidos para las uniones soldadas.

#### **5.2.3.2.- MONTAJE.**

##### a) Arriostramiento:

La estructura acero se levantará con exactitud y aplomada, introduciéndose arriostramientos provisionales en todos aquellos puntos en que resulte preciso para soportar todas las cargas a que pueda hallarse sometida la estructura, incluyendo las debidas al equipo y al funcionamiento del mismo. Estos arriostramientos permanecerán colocados en tanto sea preciso por razones de seguridad.

##### b) Aptitud de las uniones provisionales:

Según vaya avanzando el montaje, se asegurará la estructura por medio de soldadura, para absorber todas las cargas estáticas o sobrecargas debidas al tiempo y al montaje.

##### c) Esfuerzo de Montaje:

Siempre que, durante el montaje, hayan de soportarse cargas debidas a pilas de material, equipo de montaje u otras cargas, se tomarán las medidas oportunas para absorber los esfuerzos producidos por las mismas.

d) Alineación:

No se efectuarán soldaduras hasta que toda la estructura que haya de acabar unida por tal procedimiento esté debidamente alineada.

#### **5.2.3.3.- ORGANIZACIÓN DE LOS TRABAJOS.**

El Contratista podrá organizar los trabajos en la forma que estime conveniente; pero tendrá sin embargo la obligación de presentar por anticipado al Ingeniero director de la obra un programa detallado de los mismos, en el que se justifique el cumplimiento de los planes previstos.

Podrá preparar en su propio taller todas las barras o parte de la estructura que sean susceptibles de un fácil transporte dando en este caso las máximas facilidades para que, dentro de su factoría, se pueda realizar la labor de inspección que compete al Ingeniero director.

#### **5.2.3.4.- MANIPULACIÓN DE LOS MATERIALES.**

Todas las operaciones de enderezado de perfiles o chapas se realizarán en frío.

Los cortes y preparación de bordes para la soldadura podrán realizarse con soplete oxiacetilénico, con sierra o con herramienta neumática, pero nunca con cizalla o tronzadora.

Deberán eliminarse siempre las rebabas, tanto las de laminación como las originadas por operaciones de corte.

Serán rechazadas todas las barras o perfiles que presenten en superficie ondulaciones, fisuras o defectos de borde que, a juicio del Ingeniero director, puedan causar un efecto apreciable de detalle.

#### **5.2.3.5.- EMPALMES.**

Los empalmes indispensables deberán cumplir con las siguientes condiciones:

- a) No se realizarán nunca en la zona de nudos. A este efecto se considera como zona de nudos la situada a una distancia de menos de 50 cm. del centro teórico del mismo.
- b) No se consideran nunca en las mismas secciones transversales los empalmes de dos o más perfiles o planos que forman la barra. La distancia entre los empalmes de dos perfiles, siempre será, como mínimo, de 25 cm.
- c) Los empalmes se verificarán siempre a tope y nunca a solape. Siempre que sea posible el acceso a la parte dorsal, la preparación de bordes para empalmes a tope será simétrica. Cuando por imposibilidad de acceso a la parte dorsal sea necesario efectuar la soldadura por un solo lado del perfil, se dispondrá una pletina recogida a raíz, a fin de asegurar siempre una penetración lo más perfecta posible.
- d) En los empalmes con soldadura simétrica se realizará siempre el burilado de raíz antes del depósito del primer cordón dorsal.

#### **5.2.3.6.- UNIONES SOLDADAS.**

En todas las uniones mediante soldadura que se efectúen los operarios tendrán en cuenta todo lo que se indica en la normativa CTE-2007, para este tipo de operaciones.

Además de lo preceptuado en el apartado anterior, se tendrán presentes las siguientes prescripciones:

- a) Los empalmes se verificarán antes de que las unidades de los perfiles simples se unan entre sí para constituir el perfil compuesto.
- b) Las unidades de perfiles simples para construir las barras se realizarán antes las unidades de nudos.
- c) Se dejará siempre la máxima libertad posible a los movimientos de retracción de las soldaduras, y por lo tanto, se procederá en todas las unidades desde el centro hacia los bordes de la barra o desde el centro hacia los extremos de las vigas.



d) A fin de evitar en lo posible las deformaciones residuales, se conservará la mayor simetría posible en el conjunto de la soldadura efectuada. Ello obligará a llevar la soldadura desde el centro hacia los bordes, pero simultánea o alternadamente en ambas direcciones, y a soldar de forma alternada por un lado y otro de la barra, disponiendo para ello los elementos auxiliares de volteo que sean necesarios.

e) Se evitará la excesiva acumulación de calor en zonas localizadas en la estructura. Para ello se espaciará suficientemente el depósito de los cordones sucesivos y se adoptarán las secuencias más convenientes a la disipación del calor.

f) Antes de comenzar la soldadura se limpiarán los bordes de las piezas a unir con cepillo de alambre, o con cualquier otro procedimiento, eliminando cuidadosamente todo rastro de grasa, pintura o suciedad.

g) Si se ha de depositar un cordón sobre otro previamente ejecutado, se cuidará de eliminar completamente la escoria del primero, mediante un ligero martilleado con la piqueta y el cepillo de alambre.

h) No se efectuarán nunca soldaduras con temperaturas inferiores a cero grados centígrados.

i) Antes de pintar se eliminará la última capa de escoria.

#### **5.2.3.7.- INSPECCIÓN DE SOLDADURAS.**

La superficie vista de la soldadura presentará siempre un terminado regular, acusando una perfecta fusión de metal y una perfecta regulación de la corriente eléctrica empleada, sin poros, mordeduras, oquedades, ni rastros de escoria.

El Ingeniero director de la obra podrá solicitar del Instituto Español de Soldadura, que realicen inspecciones radiográficas de todas o de algunas de las uniones de las piezas metálicas y se emita el correspondiente dictamen. El gasto que originen estas inspecciones será pagado por el contratista, pero será de abono en certificación si las soldaduras inspeccionadas han sido calificadas como aptas. Si las soldaduras inspeccionadas no son aptas el contratista procederá a realizar una nueva soldadura de aquella que sea defectuosa, corriendo el con el gasto tanto de la inspección como de la realización del nuevo trabajo.

#### **5.2.3.8.- PINTURA.**

La pintura se efectuará con tres manos, de las cuales la primera será de minio de plomo en aceite de linaza y las dos últimas de pintura metálica de una marca acreditada que debe ser aprobada, previamente a su empleo, por el Ingeniero director, quien elegirá asimismo el color.

La primera mano puede darse en taller a las piezas prefabricadas, dejando descubiertas las partes que hayan de ser soldadas en obra. La pintura contendrá el 70% de minio de plomo químicamente puro y un 30% de aceite de linaza cocido de primera calidad y se aplicará de forma que cada Kg. de mezcla cubra aproximadamente 5,00 m<sup>2</sup> de superficie metálica.

La segunda mano puede aplicarse antes del montaje y se extenderá de forma que cada Kg. de pintura cubra a lo sumo 7,00 m<sup>2</sup>. de superficie metálica.

La tercera y última se dará después del montaje, y cada Kg. de pintura cubrirá como máximo 9,00 m<sup>2</sup> de superficie. Antes de extenderla, el representante de la propiedad procederá al reconocimiento del estado de perfección de las manos anteriores. En todo caso, antes de cada mano se procederá a la limpieza y rascado de la superficie a pintar y, en su caso, al repaso de la mano precedentemente extendida, batiendo bien la pintura antes de utilizarla y extendiéndola en la superficie a pintar bien estirada y sin grumos.

#### **5.2.4.- ALBAÑILERIA.**

El trabajo comprendido en esta Sección del Pliego de Condiciones consiste en el suministro de toda la instalación, mano de obra, equipo, accesorios y materiales, así como en la ejecución de todas las operaciones relacionadas con la obra de albañilería especificada en esta sección, incluyendo la instalación en los puntos señalados en los planos de todos los elementos del hormigón premoldeado, de estricto acuerdo todo con esta sección del Pliego de Condiciones, y planos correspondientes, y sujeto a las cláusulas y estipulaciones del contrato.

##### **5.2.4.1.- MATERIALES.**

a) Arena:

En este apartado nos referimos a la arena para uso en mortero, enlucidos de cemento, y lechadas de cemento.

La arena será de cantos vivos, fina, granulosa, compuesta de partículas duras, fuerte, resistente y sin revestimientos de ninguna clase. Procederá de río, mina o cantera. Estará exenta de arcilla o materiales terrosos.

Contenido en materia orgánica: La disolución, ensayada según UNE-7082, no tendrá un color más oscuro que la disolución tipo.

Contenido en otras impurezas: El contenido total de materias perjudiciales como mica, yeso, feldespato descompuesto y pirita granulada, no será superior al 2%.

Forma de los granos: Será redonda o poliédrica, se rechazarán los que tengan forma de laja o aguja.

Tamaño de los granos: El tamaño máximo será de 2,5 mm.

Volumen de huecos: Será inferior al 35%, por tanto el porcentaje en peso que pase por cada tamiz será:

Tamiz en mm:	2,5	1,25	0,63	0,32	0,16	0,08
% en peso:	100	100-3	70-15	50-5	30-0	15-0

Se podrá comprobar en obra utilizando un recipiente que se enrasará con arena. A continuación se verterá agua hasta que rebose; el volumen del agua admitida será inferior al 35% del volumen del recipiente.

b) Cemento:

Todo cemento será preferentemente de tipo P-250, o en su defecto P-350, ajustándose a las características definidas en el Pliego General de Condiciones para la recepción de Conglomerantes Hidráulicos.

Se almacenará en lugar seco, ventilado y protegido de la humedad e intemperie.

c) Agua:

El agua empleada en el amasado del mortero de cemento estará limpia y exenta de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, álcali o materias orgánicas.

d) Ladrillo:

Esta norma es aplicable al ladrillo de arcilla macizo, empleado en la construcción de edificios.

El ladrillo comprendido en esta norma será de arcilla o de arcilla esquistosa, estable, de estructura compacta, de forma razonable uniforme, exento de piedras y guijas que pudieran afectar su calidad o resistencia y sin laminaciones ni alabeos excesivos.

Los ladrillos se entregarán en buenas condiciones sin más de un 5% de ladrillos rotos.

El ladrillo tendrá el tamaño especificado con variaciones permisibles en más o en menos de 6,0 mm en anchura o espesor, y 13,0 mm en longitud.

Una vez llevado a cabo el ensayo de absorción los ladrillos no presentarán señales de desintegración.

Tipos de ladrillos:

1.- Ladrillo visto: El ladrillo visto será cerámico fino, con cantos cuadrados exactos y de tamaño y color uniformes. Sus dimensiones serán 25 x 12,5 centímetros.

2.- Ladrillo ordinario: El ladrillo ordinario será de 25 x 12 x 5 cm.

El ladrillo se ajustará a los siguientes requisitos, en cuanto absorción y resistencia:

Absorción máxima (promedio):	15%
Módulo de rotura (promedio):	7–8 N/mm <sup>2</sup>

e) Piezas cerámicas:

La presente Norma se refiere a ladrillos de arcilla para estructuras sin carga, de la calidad adecuada para los muros, tabiques, enrasillados y refracturación de los miembros estructurales.

El ladrillo será de arcilla superficial, pizarra refractaria, o de mezclas de los materiales.

Los ladrillos serán resistentes, estarán exentos de grietas mayores de un cuarto de la dimensión del ladrillo en dirección de la grieta, así como de laminaciones y ampollas, y no tendrán alabeos que puedan impedir su adecuado asentamiento o perjudicar la resistencia o permanencia de la construcción. Solamente se tolerará que tengan defectos como máximo el 10% de los ladrillos de una remesa. Los ladrillos no tendrán partes de su superficie desportillados cuya extensión exceda del 8 por ciento de la superficie vista del ladrillo, ni cada parte o trozo desportillado será mayor de 13 cm<sup>2</sup>. Únicamente se permitirá que tengan éstos un máximo de desportillado del 30 por ciento de los ladrillos de una misma remesa.

El número de huecos en los ladrillos se ajustará a la siguiente tabla:

Dimensiones	Nº mínimo de huecos
25 x 12 x 9 cm	6
25 x 12 x 4,5 cm	3
25 x 12 x 3 cm	3

El valor para la absorción para ladrillos suministrados para cualquier estructura no será mayor del 15 por ciento.

La resistencia a la compresión basada en el área total para ladrillos de construcción colocados con los huecos en sentido vertical, será de 49 Kg/cm<sup>2</sup> como mínimo, y para ladrillo de construcción colocados con los huecos en sentido horizontal, será de un mínimo de 25 Kg/cm<sup>2</sup>.

Todos los ladrillos cumplirán además todo lo especificado en la Norma UNE 67-019-78.

#### f) Bloques de Hormigón

Los bloques de hormigón podrán ser de dos tipos: Bloques estructurales, están soportando cargas, y de cerramiento, se utilizan solo para aislar la estructura, por si mismos no soportan cargas, sino que las provocadas por ellos, peso propio, viento... son soportadas por otros elementos estructurales.

#### 5.2.4.2.- MORTERO.

No se amasará el mortero hasta el momento en que haya de usarse, y se utilizará antes de transcurridas dos horas de su amasado.

Los morteros utilizados en la construcción cumplirán lo especificado en la norma CTE-2007.

Su dosificación será la siguiente:

TIPO MORTERO	CEMENTO P-250	CAL AÉREA TIPO II	CAL HIDRÁULICA TIPO II	AREN A
M-5 a	1	–	–	12
M-5 b	1	2	–	15
M-10 a	1	–	–	10
M-10 b	1	2	–	12
M-20 a	1	–	–	8
M-20 b	1	2	–	10
M-20 c	–	–	1	3
M-40 a	1	–	–	6
M-40 b	1	1	–	7
M-80 a	1	–	–	4
M-80 b	1	½	–	4
M-100 a	1	–	–	3
M-100 b	1	½	–	3

Los morteros descritos anteriormente poseen una resistencia a compresión que se expresa por el número precedido por la letra M, expresado en Kg/cm<sup>2</sup>.

Se mezclará el árido de modo que quede distribuido uniformemente por toda la masa, después de lo cual se agregará una cantidad suficientemente de agua para el amasado de forma que se obtenga un mortero que produzca la dosificación de la mezcla, siendo incumbencia del Contratista la consecución de ésta. No se permitirá el reemplado del mortero en el cual el cemento haya comenzado a fraguar.

#### 5.2.4.3.- EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.

a) Muros de ladrillo:

En lo referente a este apartado, se tendrá en cuenta lo especificado en el nuevo Código Técnico de la Edificación.

No se levantará obra de albañilería cuando la temperatura atmosférica sea inferior a 7 °C, a no ser que tienda a ascender, y en ningún caso se erigirá dicha obra cuando la temperatura sea inferior a 5 °C. En tiempo caluroso será necesario un rociado frecuente para evitar que el mortero se seque excesivamente por la evaporación del agua. Cuando por un motivo cualquiera haya que interrumpir el trabajo en un muro de fábrica de ladrillo, se dejarán las hiladas en forma irregular para asegurar una trabazón perfecta cuando se reanude el trabajo. Asimismo, antes de reanudar éste, se depositará sobre la obra ya construida un mortero fluido, para asegurar el perfecto relleno de las juntas. Las intersecciones de muros se construirán con especial cuidado, alternando las hiladas con el fin de asegurar un perfecto arriostamiento de los mismos. El Subcontratista de esta Sección instalará los cargaderos sobre la parte superior de los vanos de los muros, de conformidad con los planos de detalle. Todos los muros estarán aplomados. La última hilada de unión con la viga de estructura se terminará una vez haya fraguado el mortero y el muro haya hecho su asiento. Se rematará con pasta de yeso negro la unión entre muro y estructura.

Los muros de ladrillos a cara vista tendrán aparejo flamenco, de ladrillos alternados a soga y tizón en muros de un pie o un asta, y a soga en los de medio pie o media asta.

b) Juntas:

De no indicarse de otro modo en los planos o en el Pliego de Condiciones, las juntas horizontales de mortero serán de tipo protegido contra la intemperie y aproximadamente de 0,8 cm. de anchura; las juntas de mortero verticales tendrán un ancho de 0,5 cm. Las juntas se rehundirán comprimiendo el mortero dentro de ellas y no iniciándose esta operación hasta que el mortero haya empezado a fraguar. Los ladrillos que hayan de recibir enlucido u otro recubrimiento, tendrán las juntas enrasadas, que no necesitarán rehundido. La obra de ladrillo que no haya de recibir enlucido u otro recubrimiento tendrá juntas horizontales rehundidas a un centímetro de profundidad aproximadamente en el ladrillo superior, e irá enrasada a paramento en el ladrillo inferior. Se enrasarán las juntas verticales.

c) Tabiques de ladrillo:

Se ejecutarán con ladrillo hueco siguiendo todas las especificaciones que aparecen en el nuevo CTE-2007.

d) Bloque de hormigón:

Para la construcción de muros de fábrica de bloques de hormigón, se tendrá en cuenta todo lo especificado en el nuevo CTE-2007.

#### **5.2.4.4.- PROTECCIÓN.**

Las superficies de fábrica en las que no se esté trabajando, se protegerán adecuadamente y en todo momento durante las operaciones en construcción. Cuando amenace lluvia y haya que suspender el trabajo, la parte superior de los muros de fábrica que quede al descubierto se protegerá con una fuerte membrana impermeable, bien sujeta para prevenir su posible arrastre por el viento.

#### **5.2.5.- CUBIERTAS.**

El trabajo comprendido en la presente sección consiste en el suministro de toda mano de obra, instalación, equipo, accesorios y materiales, así como la ejecución de todo lo relacionado con la contratación, impermeabilización y aislamiento de las cubiertas, de estricto acuerdo con esta Sección del Pliego de Condiciones y planos aplicables a los trabajos y condiciones del Contrato.

El trabajo de esta sección tiene como fin principal, garantizar una perfecta estanqueidad a los planos de cubierta, para lo cual los materiales y mano de obra tendrán la calidad y buena ejecución necesarias a este fin.

Cuando se especifique la necesidad de colocar aislamientos térmicos o acústicos, quedarán totalmente definidos en los detalles del Proyecto.

#### **5.2.5.1.- MATERIALES.**

La cubierta estará formada por paneles sándwich con lana mineral. Dichos paneles están compuestos por chapas galvanizadas prelacadas. El material utilizado para la constitución de las chapas es de un acero dulce, laminado en frío de acuerdo con la propuesta UNE- 36-130 para chapas y bobinas galvanizadas en continuo.



Las tablas de cargas admisibles estarán extraídas de los correspondientes ensayos realizados por algún Centro Oficial y amparadas por los certificados extendidos por dicho centro como resultado de los ensayos realizados: que como mínimo deben de cubrir los criterios siguientes:

- \*Flecha igual o inferior a  $L/300$  de la luz.
- \*Tensión de trabajo inferior a  $1,4 \text{ N/mm}^2$ .
- \*Coeficiente de seguridad de 1.5 frente a la deformación permanente y de 2 frente a la rotura del elemento sometido a tensión.

Los valores de los parámetros estáticos deberán corresponderse a los promedios obtenidos a partir las curas de ensayos, en las dos posiciones posibles del perfil.

#### **5.2.5.2.- PROCESO DE PRELACADO.**

El proceso de prelacado consiste en un pintado en continuo de bandas de acero, acero galvanizado, aluminio o sus aleaciones, previamente desengrasadas y pasivadas por tratamiento de fosfatado y/o cromado.

El proceso, resumidamente, consta de las siguientes fases:

a) Tratamiento químico:

Tiene por objeto asegurar unas condiciones óptimas de adherencia de las imprimaciones y pinturas al mismo tiempo que contribuye a aumentar la resistencia a la corrosión.

Este tratamiento consta de cinco etapas:

- 1.-Desengrase alcalino, seguido de un cepillado.
- 2.-Lavado en caliente.
- 3.-Conversión química.
  - \*Fosfato amorfo para el acero bruto de laminado.
  - \*Cromatado o fosfatado-cromatado para el aluminio y sus aleaciones.
- 4.-Lavado en frío.
- 5.-Lavado pasivamente mediante soluciones de ácido crómico.

b) Imprimación:

La aplicación de una imprimación puede ser considerada como un tratamiento pasivamente parecido al cromado. Difiere de éste último, en que el revestimiento obtenido confiere al lacado final una mejor adherencia y una mayor duración.

Por consiguiente, la imprimación debe corresponder a un doble objetivo:

- \*Aislar la banda metálica del medio agresivo exterior.
- \*Adherencia a la chapa, facilitando la adherencia a su vez de la pintura de acabado.

La naturaleza de la imprimación debe ser, evidentemente, compatible con el revestimiento final. Generalmente está constituida de resinas epoxi, con constituyentes minerales de las familias de los cromatos, inhibidores de la corrosión.

c) Pintado/Lacado:

El revestimiento final debe responder a un triple objetivo:

- 1.- Presentar una resistencia muy elevada a los agentes agresivos exteriores.
- 2.- Soportar sin alteración las operaciones de conformado (perfilado,plegado,...), así como las acciones mecánicas del manipulado.
- 3.- Presentar un aspecto decorativo.

La aplicación de la laca final se realiza en una segunda máquina de rodillos, la cual permite el pintado por una o por las dos caras de la banda.

#### **5.2.5.3.- CERRAMIENTOS.**

Se toma como solución en todas las fachadas el cerramiento mediante bloques de hormigón prefabricados de 1.50 metros de altura y 140 mm de espesor.

#### **5.2.5.4.- REMATES.**

Las entregas de cubiertas, con el resto de los elementos constructivos de la nave, se harán mediante piezas especiales de chapa de acero galvanizado, con el diseño y dimensionado suficiente para un acabado de obra correcto en todos sus detalles.

Las chapas se plegaran de forma que no se rompa su recubrimiento de zinc, presentando aristas rectas y recortes limpios.

Se instalarán vierteaguas en todos los sitios donde sea necesario mantener la estanqueidad de la cubierta.

#### **5.2.5.5.- EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.**

La instalación de los paneles sándwich, correrá a cargo de la casa suministradora y será responsabilidad del adjudicatario su supervisión, en cuanto a acabado y estanqueidad. El suministro incluirá remates, panales translucidos y demás accesorios de fijación.

El diseño de los remates se ajustarán a los elementos estructurales previstos para soportar a los mismos, siendo responsabilidad del Contratista sus dimensiones, que habrán de ser suficientes para un acabado de obra correcto en todos sus detalles.

Las piezas que por su espesor o configuración no puedan ser realizadas en obra, se habrán de suministrar procedentes de un taller con un acabado similar a los utilizados en la obra.

#### **5.2.6.- CARPINTERIA.**

El trabajo a que se refiere esta Sección del Pliego de Condiciones consiste en el suministro de toda instalación, mano de obra, equipo, elementos auxiliares y materiales y, en la ejecución de todos los trabajos relacionados con la instalación de puertas, ventanas y todos los demás elementos de carpintería en general, de estricto acuerdo con esta Sección del Pliego de Condiciones y planos correspondientes y con sujeción a las cláusulas y estipulaciones del contrato.

##### **5.2.6.1.- MATERIALES.**

a) Tamaños perfiles:

El material estará desbastado por las cuatro caras, se cepillará hasta alcanzar el tamaño deseado y se labrarán los perfiles que se indiquen en los planos o se especifiquen en obra.

b) Clasificación:

Toda la carpintería será de los materiales indicados en planos, de primera calidad, con un contenido de humedad que no exceda del 12%.

c) Características:

En el caso de maderas, estarán bien secas, serán sanas, ligeras, vetiderechas, poco resinosas, de color uniforme, con vetas blanquecinas o pardas y sin nudos saltadizos o grandes trepas, siendo desechadas las que manifiesten repelos o fibra desigual.

d) Almacenamiento:

El material entregado a pie de obra se apilará cuidadosamente, aislado del suelo, de forma que se asegure un drenaje, ventilación y protección de la intemperie adecuados.

En resumen en cuanto a este apartado se debe cumplir todo lo especificado en el nuevo CTE-2007.

### **5.2.6.2.- PUERTAS.**

a) Puertas macizas:

Serán de material resistente, chapado y tendrán núcleos macizos del tipo de largueros y peinazos. Sus caras llevarán un chapado de espesor comercial normal. El espesor combinado del dibujo y chapado de cada cara no será inferior a 3 mm. antes de lijar o pulir. Los chapados serán del material y espesor que se indique. El material adherente será de un tipo resistente al agua, distribuido por igual sobre las superficies y aplicado a presión.

b) Ajuste, colgado y guarnecido:

Las puertas se ajustarán, colgarán y guarnecerán tal como se especifique y se indique en los planos. Las puertas tendrán un huelgo de 1,5 mm. en lados y en la parte superior, y de 10 mm. en las partes inferiores, a menos que el Contratista Principal ordene otra cosa. Las puertas se colgarán y se guarnecerán con los herrajes que se especifiquen en el Capítulo de: Cerrajería: Acabado.

### **5.2.6.3.- EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.**

Los anclajes penetrarán 12 cm. en los muros de ladrillo. Se colocarán cerca de la parte superior e inferior de los elementos y se espaciarán a una distancia máxima de 90 cm. entre centros. Se instalará un mínimo de tres (3) anclajes en cada jamba de ventana o puerta.

Las hojas de ventana serán de los materiales indicados en planos; se incluirán las de tipo fijo, practicable o corredera. Cada uno de estos tipos de ventana se colocará en los lugares indicados en los planos.

Los marcos para puertas exteriores serán de los materiales indicados en planos, y se rebajarán partiendo de escuadrías, tal como se detalla en los planos. Los marcos se colocarán aplomados y a escuadra y llevarán por lo menos 3 anclajes de jamba a cada lado.

Podrán colocarse precercos de madera de pino de primera calidad, forrándolos posteriormente con las escuadrías que indiquen los planos, en dimensiones y calidad.

### **5.2.7.- CERRAJERIA.**

Este capítulo comprende todos los trabajos correspondientes a cerrajería, considerando en los mismos aquellos que corresponden a carpintería metálica, tanto en perfil de hierro laminado en frío, como los trabajos efectuados en aluminio, acero inoxidable, u otros metales que pudieran especificarse en los planos.

#### **5.2.7.1.- MATERIALES.**

Los materiales a emplear serán perfiles metálicos laminados especiales de doble contacto y perfectamente soldados, repasados, careciendo de poros y fisuras.

#### **5.2.7.2.- EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.**

Los empalmes de los perfiles se ejecutarán con arreglo a las indicaciones que figuren en los planos, los cuales se realizarán cuando las medidas de los perfiles en el mercado no den suficiente longitud o espesor para la realización de éstos.

Las carpinterías de aluminio o acero inoxidable se realizarán según las muestras previamente aprobadas por la Dirección Facultativa, absteniéndose de presentar aquellos materiales en los que de origen se aprecien fundiciones defectuosas, entendiéndose por éstas porosidades, fisuras y mala resistencia.

Cuando la carpintería trate de partes metálicas, éstas se efectuarán siempre con arreglo al Proyecto, y por lo general estarán compuestas de bastidor ejecutado en perfiles laminados forrados con chapas metálicas, por lo que deberán quedar totalmente rematadas en sus soldaduras; las superficies planas y sin alabeos, y las aristas repasadas, sin rebabas y totalmente recortadas.

En cualquier caso, tanto en ventanas como puertas, los cercos y hojas quedarán perfectamente escuadrados y acoplados, teniendo un esmerado cuidado en la colocación de herrajes, tanto de seguridad como de colgar; los cuales quedarán situados a las distancias estrictas que se marquen en los planos.

Su ejecución será perfecta, sin permitir doblados o forzados en los mismos para posteriores acoplamientos; deberán quedar, asimismo, en una misma vertical sin desplomes.

Todos aquellos trabajos que se realicen en chapa, tales como lamas, brisoleis, tapas, etc., se montarán por lo general sobre bastidores resistentes, y las chapas serán de los espesores y formas que se indican en los planos, con una perfecta ejecución, para evitar los alabeos y demás defectos que dejarían el trabajo con un mal aspecto.

#### **5.2.8.- ENLUCIDOS.**

El trabajo a que se refiere esta Sección del Pliego de Condiciones comprende el suministro de toda la instalación, mano de obra, equipo, elementos auxiliares y materiales y la ejecución de todas las operaciones relacionadas con el trabajo enlucido de los muros interiores y exteriores y techos, en los lugares indicados en los planos, de estricto acuerdo con la presente Sección de Pliegos de Condiciones y planos correspondientes y sujeto a las cláusulas y estipulaciones del contrato.

#### **5.2.8.1.- MATERIALES.**

a) Arena:

Según lo especificado en apartado 5.2.4.-ALBAÑILERÍA

b) Cemento:

Según lo especificado en apartado 5.2.4.-ALBAÑILERÍA

c) Agua:

Según lo especificado en apartado 5.2.4.-ALBAÑILERÍA

d) Cal:

Según lo especificado en apartado 5.2.4.-ALBAÑILERÍA

e) Masilla de cal:

La masilla de cal se preparará con cal apagada y agua, aunque puede emplearse cal viva y agua cuando se disponga de tiempo e instalaciones adecuadas para el curado.

Se tomarán las precauciones necesarias para proteger la masilla de la acción de los rayos del sol, a fin de evitar una evaporación excesiva cuando esté almacenada. Se tomarán las mismas precauciones contra la congelación.

f) Yeso:

Esta norma se refiere a yeso calcinado para capas de acabado de enlucido.

El sulfato de cal hidratado,  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ , calentado a unos  $190^\circ\text{C}$ , se deshidrata, convirtiéndose en  $\text{CaSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$ , llamado comúnmente yeso calcinado, que forma la base de los enlucidos de yeso.

Características del yeso calcinado:

- Contenido de  $2\text{CaSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$ : 60 %.
- Finura a través de un tamiz nº 14: 100%.
- Finura a través de un tamiz nº 100: 60%.
- Tiempo de fraguado mínimo (sin retardador): 20 minutos.
- Tiempo de fraguado máximo (sin retardador): 40 minutos.
- Resistencia a la tracción (mínima):  $1,4 \text{ N/mm}^2$ .

### 5.2.8.2.- GENERALIDADES.

Se tenderán los enlucidos de los distintos tipos, número de capas, espesor y mezclas en los lugares indicados en los planos o especificados en el presente Pliego. Cuando el Ingeniero director ordene reducir la absorción de los muros de fábrica, la superficie se humedecerá por igual antes de la aplicación del enlucido, que se aplicará directamente a las superficies y muros interiores y exteriores. Cuando el enlucido termine junto a huellas y contrahuellas de peldaños, se llegará a la unión de los dos materiales para indicar claramente la separación de los mismos. El enlucido no se tenderá hasta que los cercos de ventanas y puertas estén recibidos en fábrica.

No se entregará material alguno a pie de obra antes de que el Ingeniero director haya dado su aprobación por escrito a las muestras del material en cuestión. Todos los materiales manufacturados se entregarán a pie de obra en los envases, recipientes y fardos de origen intactos, con el nombre del fabricante y la marca. Los materiales de construcción se almacenarán aislados del suelo bajo cubiertas impermeables y alejadas de muros y otras superficies húmedas hasta el momento de su empleo.

Antes de enlucir se instalarán y aprobarán todos los tacos de madera para la instalación de aparatos eléctricos y tendidos eléctricos al descubierto, manguitos pasatubos, elementos metálicos diversos, espigas de madera, armarios para cuadros, anclajes metálicos de cualquier clase, suspensores de tuberías, guardavivos metálicos y maestras para el enlucido. No se permitirá la ejecución posterior de rozas, cortes o perforaciones en el enlucido acabado para la instalación de elementos, a no ser que el Ingeniero director lo apruebe. Las superficies que hayan de recibir enlucidos estarán limpias y exentas de defectos, aceites, grasas, ácidos, materias orgánicas y otras sustancias perjudiciales.

En la superficie de fábricas de ladrillos y hormigón, el enlucido constará de dos capas. La primera será de base y la segunda se considerará en todos los casos como la de acabado.

No se aceptarán los enlucidos que presenten grietas, depresiones, fisuras o decoloraciones. Dichos enlucidos se levantarán y sustituirán con otros que se ajusten a los requisitos de este Pliego de Condiciones y que deberán ser aprobados por el Ingeniero director. Solamente se permitirá parchear los trabajos defectuosos cuando así lo apruebe el Ingeniero director y los parches se ajustarán exactamente al color y textura de la obra existente.



### 5.2.8.3.- DOSIFICACIÓN DE LA PASTA.

a) Guarnecido de yeso negro o base (para acabados de yeso):

Se hará con yeso puro.

b) Capa de acabado con fratasado (para acabados de yeso):

Se hará de yeso blanco tamizado.

c) Enlucido de cemento Portland (capas de guarnecido y acabado en interiores):

Una parte de cemento, tres de arena,  $\frac{1}{4}$  parte de masilla de cal.

d) Enlucido de cemento Portland (capas de guarnecido acabado en exteriores):

La capa de guarnecido, como en el punto anterior

La capa de acabado, una parte de cemento Portland blanco, tres de arena y  $\frac{1}{4}$  parte de masilla de cal.

### 5.2.8.4.- TIPOS DE ENLUCIDO.

a) Enlucido de yeso:

1.- Primera capa o de guarnecido. Será de yeso negro y se aplicará con material y presión suficiente para conseguir buena trabazón con la obra de fábrica. El enlucido se llevará hasta el suelo entre maestras y por detrás de los zócalos de baldosín, armarios y cualquier otro equipo que se pretenda mantener fijo. Se tenderá hasta conseguir una superficie uniforme que quedará áspera y dispuesta para recibir la capa de acabado. Las maestras irán a 0,5 m. de distancia en los parámetros lisos y en los de ángulo, alféizares, mochetas y jambas, se harán dobles maestras. La primera capa se protegerá contra la desecación durante 24 horas y a continuación se aplicará la segunda capa.

2.- Segunda capa de acabado (acabado liso) Se aplicará sobre una capa base parcialmente seca que se haya humedecido por igual con brocha o rociado, y se tenderá con una llana hasta conseguir una superficie lisa.

b) Enlucido de cemento Pórtland:

1.- Capa primera o guarnecido. Se aplicará con la presión suficiente para llenar las ranuras de los ladrillos huecos del hormigón, evitar bolsas de aire, y conseguir una buena trabazón. Se rasará ligeramente y se barrerá, manteniendo la humedad con pulverizaciones de agua durante dos días y luego se dejará secar.

2.- Segunda capa o de acabado (acabado liso) Se fratasará primeramente hasta conseguir una superficie lisa y uniforme, y luego se le dará la llana de forma que obligue a las partículas de arena a introducirse en el enlucido, y con la pasada final de llana se dejará la superficie bruñida y exenta de zonas ásperas, señales de llana, grietas y otros defectos. La capa de acabado se mantendrá húmeda con pulverizaciones de agua durante dos días como mínimo, y se protegerá a partir de este momento contra una rápida desecación hasta que haya curado completa y adecuadamente.

### **5.2.9.- SOLADOS Y ALICATADOS.**

El trabajo a que se refiere la presente Sección del Pliego de Condiciones comprende el suministro de toda la mano de obra, instalación, equipo, accesorios y materiales, así como la ejecución de todas las operaciones relacionadas con la instalación de azulejos, solados y alicatados de muros, accesorios diversos de porcelana y baldosines hidráulicos, para solados, piedra artificial para solados, y solados continuos, según se indica en la relación de acabados, todo ello completo y en estricto acuerdo con la presente sección del Pliego de Condiciones y planos aplicables, y sujeto a los términos y condiciones del Contrato.

#### **5.2.9.1.- MATERIALES.**

Excepto cuando se especifique de distinto modo, todos los materiales y métodos usados se ajustarán estrictamente a las recomendaciones del fabricante de los baldosines y azulejos, y los colores serán exactamente los seleccionados y aprobados por el Ingeniero director.

a) Terrazo:

Estará formado por una capa de base de mortero de cemento y una cara de huella formada por mortero de cemento con arenilla de mármol, china o lascas de piedra y colorantes. Cumplirá con lo especificado en la norma UNE 41008-1ª R.

El acabado de la cara de huella se presentará pulido, sin pulir o lavado, sin defectos de aspecto y tendrá color uniforme. Estará exento de grietas, desconchones, manchas o defectos. Se indicará por el fabricante la marca y calidad de la losa.

b) Baldosa hidráulica:

Estará formada por una capa de huella de mortero rico en cemento, árido muy fino y colorantes, y una capa de base de mortero menos rico en cemento y arena gruesa. Podrá contener una capa intermedia de mortero análogo al de la huella sin colorantes. Cumplirán con lo especificado en la norma UNE 41008-1ª R.

Estará exenta de manchas, grietas, desconchones, o defectos aparentes. Se indicará por el fabricante la marca, tipo y calidad de la baldosa.

c) Pavimento cerámico:

Son placas de poco espesor, fabricadas con arcillas, sílice, fundentes, colorantes y otros materiales, moldeada por prensado, extruido, colado u otro procedimiento, generalmente a temperatura ambiente, secada y posteriormente cocida a altas temperaturas. Cumplirán con la norma UNE 67087.

Serán de forma generalmente poliédrica, con bordes vivos o biselados, y su acabado podrá ser esmaltado o no, con superficies lisas o con relieve. Se indicará en cada pieza y embalaje el nombre del fabricante.

d) Azulejo:

Pieza formada por un bizcocho cerámico, poroso, prensado y una superficie esmaltada impermeable e inalterable a los ácidos, a las lejías y a la luz. Cocidos a temperaturas superiores a 900 °C. Espesor no menor de 3 mm. y no mayor de 15 mm. Tendrá ausencia de esmaltado en la cara posterior y en los cantos. Marca en el reverso.

El bizcocho podrá ser de Pasta Roja, formada por arcilla roja sin mezcla de arena ni de cal, o de Pasta Blanca, formada por una mezcla de caolín con carbonato cálcico y productos silíceos y fundentes.

Podrán tener los cuatro cantos lisos, o bien un canto romo o biselado. En cada canto liso se dispondrán dos separadores en forma de pestaña.

e) Arena:

Será de mina, río, playa, machaqueo o mezcla de ellas. El contenido total de materias perjudiciales, como mica, yeso, feldespatos descompuestos y pirita granulada, no será superior al 2%, y estará exenta de materia orgánica. Se almacenará de forma que no pueda mezclarse con otros materiales.

f) Cemento:

El cemento será PA-350, P-350 ó P-350 B. Podrá llegar a obra envasado o a granel, no llegará a obra excesivamente caliente. Cuando venga en sacos, se almacenará en lugar seco y ventilado, y se protegerá de la intemperie; si se sirve a granel, se almacenará en silos apropiados.

g) Agua:

Se utilizará agua potable, o aquella que por la práctica sea más aconsejable. Será limpia y transparente.

h) Grava:

Granos de forma redonda o poliédrica, de río, machaqueo o cantera, cuyo contenido total de sustancias perjudiciales no excederá de lo expresado en las normas UNE-7133, 7134, 7135, 7244, 7245. Se almacenará de forma que no pueda mezclarse con otros materiales.

i) Adhesivo:

Será a base de resinas sintéticas polímeras, de resinas artificiales, bituminosos de policloropreno, de caucho natural o sintético, cementos-cola, etc.

El tipo de adhesivo a utilizar será el recomendado por el fabricante del material a adherir.

j) Asfalto fundido:

Mezcla en caliente constituida por asfalto natural, betún de baja penetración y áridos de naturaleza silíceos con alto contenido en filler. El contenido del ligante deberá estar comprendido entre el 7 y 10% sobre el peso de áridos. Los componentes llegarán a obra con albarán de cada partida, en el que se indiquen los datos que hagan posible su identificación.

### 5.2.9.2.- TIPOS DE PAVIMENTOS Y EJECUCIÓN DE LOS MISMOS.

#### 1.-Pavimento continuo con empedrado:

Sobre el soporte seco, se extenderá una capa de mortero de cemento de 5 cm. de espesor. Una vez seco el mortero, se asentará sobre él y nivelará la grava de río o de playa que forma el pavimento, depositando sobre las juntas la lechada de cemento con arena, procurando que queden bien llenas; se regará continuamente y se evitará el tráfico en los 15 días siguientes.

#### 2.-Pavimento continuo con engravillado:

Sobre el terreno estabilizado y consolidado se extenderá una capa de la mezcla de grava y arena en la proporción 1:3 de 3 cm. de espesor, de forma que quede suelta o firme; en este último caso, se regará y apisonará hasta conseguir ese espesor mínimo.

#### 3.-Pavimento continuo con asfalto fundido:

Sobre la superficie de hormigón se dará una imprimación con un riego de emulsión de betún o betún fluidificado. Una vez rota la emulsión o curado el betún fluidificado, se extenderá el asfalto fundido mediante procedimientos manuales, hasta lograr un espesor no menor de 15 mm. El acabado final se realizará mediante compactación con llana. Se respetarán las juntas de las soleras y se rellenarán con un producto elástico.

#### 4.-Pavimentos rígidos:

##### a) Disposición del trabajo:

Antes de proceder al tendido del lecho de asiento, se establecerán, si las hubiera, las líneas de cenefa y sobre el área de trabajo se trazarán ejes en ambas direcciones con el fin de ejecutar el tipo de solado con el mínimo de baldosines escafilados.

En el caso de suelos apoyados directamente sobre el terreno, se deberá colocar una capa de piedra seca no absorbente de 20 cm. de espesor, y sobre ella una capa de 15 cm. de espesor de hormigón impermeabilizado, procediéndose después como en el caso de suelos de pisos, a limpiar por completo el subsuelo de hormigón,

humedecerlo sin empaparlo. A continuación se esparcirá cemento seco sobre la superficie y luego el mortero para el tendel del asiento, apisonándolo para asegurar una buena trabazón en toda la superficie y enrasando para obtener un asiento liso y nivelado. El espesor de esta capa de asiento deberá ser tal que la superficie acabada quede al nivel y alineación que se indican en los planos para el suelo acabado.

b) Colocación:

b.1) Generalidades:

En las zonas en la que haya que instalar conjuntamente solados y alicatados, éstos se harán en primer lugar. Se consideran incluidos los rodapiés, si los hubiera, del mismo material que el del solado.

b.2) Mortero para lecho de asiento:

Se compondrán de una parte de cemento Portland y de tres partes de arena, a las cuales se puede añadir el 5% de cal apagada, como máximo, en volumen de cemento, mezclada con la mínima cantidad de agua posible.

b.3) Sentado de los baldosines de solado:

Una vez que el lecho de asiento haya fraguado lo suficiente para poder trabajar sobre el mismo, se esparcirá cemento sobre la superficie y se comenzará la colocación de los baldosines. Los umbrales se colocarán primeramente. Se fijarán escantillones sobre las alineaciones establecidas para mantener las juntas paralelas entre sí en toda la superficie. Los baldosines se apisonarán sólidamente en el lecho de asiento, empleando tacos de madera de tamaño necesario para asegurar un asiento sólido exento de depresiones. En los lugares que sea necesario los baldosines se cortarán con herramientas cortantes adecuadas y alisarán los bordes bastos resultantes del corte. Los baldosines defectuosamente cortados se sustituirán por otros correctamente cortados.

b.4) Lechada:

Cuando el lecho de asiento haya fraguado suficientemente, las juntas se rellenarán totalmente con lechada de cemento por medio de un rastrel y barriendo esta lechada sobre los baldosines hasta que las juntas queden completamente rellenas. Se eliminará todo el exceso de lechada. Deberán transcurrir como mínimo 48 horas antes de que se permita el paso sobre los solados.

b.5) Limpieza:

Una vez terminado el trabajo, todas las superficies embaldosadas se limpiarán perfectamente, de acuerdo con las recomendaciones del fabricante, para no afectar las superficies vidriadas.

b.6) Protección:

Se tenderán tablonces de paso en los pavimentos sobre los que hayan de pasar continuamente los obreros. Los baldosines y losetas agrietados, rotos o deteriorados se quitarán y sustituirán antes de la Inspección definitiva del Ingeniero director.

6.-Colocación de alicatados:

a) Guarnecido de llana:

La masa para este guarnecido estará compuesta de una parte de cemento, una de cal apagada y tres y media de arena. El guarnecido se enrasará por medio de maestras y listones provisionales de guía, colocados en forma que proporcionen una superficie continua y uniforme a distancia adecuada de la cara acabada del alicatado.

El guarnecido para el alicatado no se aplicará hasta que los respectivos oficios hayan instalado las necesarias plantillas, tacos, etc., que hayan de recibir los aparatos de fontanería, placas de mármol, tomas eléctricas, palomillas o cualesquiera aparatos o accesorios que hayan de sujetarse contra las superficies del alicatado.

b) Colocación:

Antes de colocar los azulejos se empaparán completamente en agua limpia. El alicatado se sentará tendido en llana con una capa fina de mortero puro de cemento Portland sobre la capa de guarnecido, o aplicando en la cara posterior de cada azulejo, una ligera capa de pasta, colocándolo inmediatamente después en su posición. Las juntas serán rectas, a nivel, perpendiculares y de anchura uniforme que no exceda de 1,5 mm. Los alicatados serán de hilada completa, que puedan prolongarse a una altura mayor aunque en ningún caso su altura sea inferior en más de 5 cm. a la especificada o indicada. Las juntas verticales se mantendrán aplomadas en toda la altura del revestimiento o alicatado.

c) Lechada para juntas:

Todas las juntas del alicatado se enlecharán por completo de una mezcla plástica de cemento blanco puro, inmediatamente después de haberse colocado una cantidad adecuada de azulejos. El rejuntado se hará ligeramente cóncavo y se eliminará y limpiará de la superficie de los azulejos el mortero que pueda producirse en exceso. Todas las juntas entre alicatados y aparatos de fontanería u otros aparatos empotrados se harán con un compuesto de calafateo en color claro.

#### 7.-Colocación de pavimentos flexibles:

Sobre el forjado o solera se extenderá una capa de 5 cm. de espesor de mortero de cemento. Sobre ésta y cuando tenga una humedad inferior al 3%, se extenderá una o más capas de pasta de alisado, hasta conseguir la nivelación del suelo y el recubrimiento de desconchados e irregularidades que hayan quedado en la capa de mortero.

Se dejará el tiempo de secado indicado por el fabricante, que no será inferior a tres horas, evitando la existencia de corrientes de aire en el local.

A continuación se colocará el adhesivo en la forma y cantidad indicada por el fabricante. Después se colocará el pavimento, cuidando que no queden burbujas de aire, para lo cual se pasará sobre la superficie rodillos pesados. En las juntas, las tiras se solaparán 20 mm., cortándose posteriormente las dos capas conjuntamente sirviendo como guía una regla metálica; a continuación se separarán las tiras sobrantes y se pegarán las bandas laterales. Se limpiarán las manchas de adhesivo y se dará una disolución acuosa de cera.

#### **5.2.10.- VIDRIERAS.**

El trabajo comprendido en esta sección del Pliego de Condiciones consiste en el suministro de todas las instalaciones, mano de obra, equipo, accesorios y materiales, así como en la ejecución de todas las operaciones relacionadas con la instalación de la vidriería, todo ello completo, de estricto acuerdo con esta Sección del Pliego y planos correspondientes y sujeto a las cláusulas y estipulaciones del Contrato.

#### **5.2.10.1.- MATERIALES.**

a) Vidrio transparente:



Se utilizará vidrio transparente para ventanas, espesor mínimo de 4,5 mm. resistencia doble, en todos los trabajos de vidriería para los que no se indiquen otra cosa en los planos.

b) Vidrio translúcido:

Se utilizarán para ventanas de cuartos de aseo, duchas y vestuarios y en otros lugares indicados en los planos.

c) Luna para espejos:

Se suministrarán para todos los lugares indicados en los planos, sus dimensiones serán las indicadas.

d) Luna pulida para vidriería:

Se utilizarán para todas las puertas y ventanas que lleven vidrios de un metro cuadrado de superficie o mayores y será de un espesor normal de 6,3 mm., y en todos los casos indicados en planos.

e) Masilla:

Será imputrescible e impermeable, compatible con el material de la carpintería, calzos y vidrio. Dureza inferior a la del vidrio, capaz de absorber deformaciones de un 15%, e inalterable a temperaturas entre 10°C. y 80°C.

f) Junquillos:

Serán acordes en material y calidad con el de la ventana o puerta, y se ajustarán a los planos del Proyecto.

### **5.2.10.2.- EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.**

Las dimensiones de los vidrios indicadas en los planos son solamente aproximadas, las dimensiones definitivas necesarias se determinarán midiendo los vanos donde los vidrios han de instalarse. Todas las hojas de vidrios llevarán su etiqueta de fábrica, estas etiquetas no se quitarán hasta la aprobación definitiva del edificio.

Los rebajos y junquillos se imprimirán antes de comenzar la instalación de la vidriería. El vidrio especificado para hojas vidrieras se fijará con alfileres o puntos de vidriero, se recibirá con compuesto y se enmasillará a continuación. Las hojas vidrieras se fijarán de modo que no puedan moverse hasta que la masilla se haya endurecido, y además de la masilla llevarán junquillo de metal o madera, según los casos. El vidrio translúcido se colocará con la cara lisa hacia el exterior.

Los vidrios se protegerán contra todo daño. Después de la instalación se quitarán de ellos las etiquetas, las manchas y gotas de pintura y se lavarán hasta dejarlos completamente limpios. Antes de la recepción de las instalaciones se retirarán y reemplazarán los vidrios deteriorados o rotos sin gasto alguno para la Propiedad.

#### **5.2.11.- PINTURAS.**

El trabajo comprendido en esta Sección del Pliego de Condiciones, consiste en suministrar toda la instalación, mano de obra, equipo, materiales y elementos auxiliares, y en ejecutar todas las operaciones relacionadas con la pintura, todo ello completo, de estricto acuerdo en esta Sección de Condiciones y los planos correspondientes, y sujeto a las cláusulas y estipulaciones del contrato.

##### **5.2.11.1.- GENERALIDADES.**

El término "pintura", según aquí se emplea, comprende las emulsiones, esmaltes, pinturas, aceites, barnices, aparejos y selladores. Todas las pinturas y los materiales accesorios estarán sujetos a la aprobación del Ingeniero director.

Todos los materiales de pintura se entregarán a pie de obra, en los envases cerrados originales, con las etiquetas y precintos intactos, y estarán sujetos a la aprobación del Ingeniero director. Todos los colores de pinturas se ajustarán al código de colores de la relación de acabados de pintura de los planos.

Los colores estarán bien molidos, presentarán facilidad de extenderse y de incorporarse al aceite, cola, etc. Tendrán fijeza de tinte y serán inalterables por la acción de los aceites, de la luz y de otros colores. Los aceites y barnices serán inalterables por la acción del aire, transparentes y de color amarillo claro, no afectarán a la fijeza y al usarlos no dejarán manchas o ráfagas que indiquen la presencia de sustancias extrañas.

Las pinturas deberán ser perfectamente homogéneas y suficientemente dúctiles para cubrir enteramente la superficie que se desea pintar. Serán aptas para combinarse perfectamente entre sí y deberán secar fácilmente.

Las superficies pintadas no deberán absorber la humedad ni desprender polvo; tampoco deberán poder absorber gérmenes de cualquier naturaleza.

Se presentarán al Ingeniero director muestras de cada tipo y color de pintura que se pretende emplear y deberá haberse recibido su aprobación antes de usar en la obra el material que representen. Las muestras consistirán en aplicación de cada clase de pintura y tres modelos (20 x 25 cm.) de cada tipo y color de pintura, aplicada sobre materiales análogos a los que en definitiva, van a recibirlos.

No se pintarán las superficies de acero empotradas en el hormigón, ni las correspondientes conexiones que vayan a ser empernadas.

No se imprimirán, ni recibirán en general, ningún tipo de protección, las superficies que hayan de soldarse en tanto no se haya ejecutado la soldadura, ni tampoco las superficies adyacentes en una anchura mínima de 50 mm desde el centro del cordón.

#### **5.2.11.2.- EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.**

##### a) Imprimación:

##### a.1) Si la superficie se ha preparado con chorro de arena:

Una capa de imprimación anticorrosiva alcídica de cromato de zinc y óxido de hierro, según especificación INTA 16-42-01A , consiguiendo un espesor mínimo de película seca de 35 micras.

Una capa de imprimación anticorrosiva de minio de plomo y óxido de hierro, según especificación ENSIDESA ET 53A , consiguiendo un espesor mínimo de película seca de 35 micras.

##### a.2) Si la superficie se ha preparado a base de rascado manual:

Una capa de imprimación anticorrosiva alcídico- linanza de cromato de zinc y óxido de hierro, según especificación INTA 16-41-01, consiguiendo un espesor mínimo de película seca de 35 micras.

Una capa de imprimación anticorrosiva alcídico- linanza de minio de plomo y óxido de hierro, según especificación INTA 16-41-4A, consiguiendo un espesor mínimo de película seca de 35 micras.

Todas las imprimaciones deberán cumplir las siguientes condiciones generales:

- 1.- Todas las pinturas cumplirán con la especificación correspondiente y el suministrador entregará el certificado de calidad INTA de las mismas.
- 2.- La primera capa de imprimación se aplicará a brocha sobre preparación de superficies por raspado manual y en caso de preparación por chorro de arena. Para todas las demás capas se podrán aplicar a brocha, a rodillo o a pistola de presión; según indique el fabricante.
- 3.- No se aplicará ninguna capa de pintura cuando la humedad relativa alcance el 85 % o bien la temperatura estuviera por debajo de 5°C.
- 4.- Se prestará especial atención a los cordones de soldadura, a los cantos vivos y demás irregularidades de forma que el espesor alcanzado sea el deseado.

b) Acabado:

Después del montaje, una vez repasados los desperfectos causados por el mismo, se aplicará una primera capa de pintura alcídica de acabado, según especificación INTA 16-42-18, consiguiendo un espesor mínimo de película seca de 30 micras.

c.) Inspección y control de calidad.

Se inspeccionará la preparación de las superficies comprobando su calidad con las visuales Standard correspondiente.

No se aplicará ninguna capa sin la aprobación de la operación anterior.

Se comprobarán los espesores de las capas de imprimación y de acabado con los aparatos correspondientes con una tolerancia parcial del +/- 10% que será corregida con las capas siguientes, no admitiéndose sobre el espesor total una variación mayor de +/- 10%.

Los aparatos para medir que se admitirán serán:

- Mikrotest.
- Elcometer.

En cualquier momento la inspección podrá tomar muestras de las pinturas que se estén empleando, sosteniéndolas a los siguientes ensayos de comprobación:

- 1.- Composición: \*Contenido en Vehículos, según INTA 16-02-54  
\*Contenidos en Pigmentos, según INTA 16-02-53
- 2.- Estabilidad: \*Según INTA 16-02-41
- 3.- Tiempo de secado: \*Según INTA 16-02-29
- 4.- Material fijo a 105°C: \*Según INTA 16-02-31
- 5.- Peso específico: \*Según INTA 16-02-31
- 6.- Viscosidad: \*Según INTA 16-02-18
- 7.- Aumento de viscosidad (Variación del anterior después de un mes):  
\*Según INTA 16-02-18
- 8.- Finura de molienda: \*Según INTA 16-02-61
- 9.- Poder cubriente (Método del tablero):  
\*Según INTA 16-02-61
- 10.- Plegado: \*Según INTA 16-02-46
- 11.- Ensayo de embutición:  
\*Según INTA 16-02-68
- 12.- Percusión: \*Según INTA 16-02-66
- 13.- Niebla salina: \*Según INTA 16-02-66
- 14.- Envejecimiento acelerado:  
\*Según INTA 16-02-05
- 15.- Flexibilidad: \*Según INTA 16-02-46

Se desecharán las partidas que no cumplan con las especificaciones correspondientes y en caso de que se hubiera aplicado, si así lo indicara la dirección de Obra, se levantará la pintura y se volverá a pintar con pintura idónea a cargo del contratista.

#### **5.2.12.- VENTILACIÓN Y CALEFACION.**

El trabajo comprendido en esta Sección del Pliego de Condiciones consiste en el suministro de todas las instalaciones, mano de obra, equipo, accesorios y materiales y en la ejecución de todas las operaciones necesarias para la instalación completa de los sistemas de calefacción y ventilación, con inclusión de los elementos de equipo especial que se especifican más adelante, de estricto acuerdo con esta Sección del Pliego de Condiciones, los planos correspondientes y sujeto a las cláusulas y condiciones del contrato.

##### **5.2.12.1.- GENERALIDADES.**

Los planos de contrato indican la extensión y disposición general de los trabajos de calefacción. Si el Contratista estimase necesario apartarse de lo establecido en muchos planos, presentará a la aprobación del Ingeniero director, tan pronto como sea posible, los detalles de tales modificaciones y las causas que las justifiquen. No se efectuará modificación alguna sin la previa aprobación por escrito del Ingeniero director.

Todos los motores y reguladores suministrados de acuerdo con esta Sección se conectarán de acuerdo con las normas de la Delegación de Industria y el Reglamento Electrotécnico de Baja Tensión.

Las bancadas de hormigón para toda la maquinaria y demás equipo se suministrarán e instalarán de acuerdo con el apartado 5.2.2. del Pliego de Condiciones, pero el trabajo comprendido en la presente Sección, se incluirán el suministro de toda la información, plantillas, pernos de anclaje, etc., necesarios.

Toda la pintura se suministrará y ejecutará de acuerdo con el apartado 5.2.11. del Pliego de Condiciones.

Los elementos principales del equipo serán de la mejor calidad empleada para el servicio a que se destinen y consistirán en productos de fabricantes acreditados. Cada componente principal del equipo llevará el nombre y dirección del fabricante y

el número de catálogo de una placa identificadora firmemente fijada en lugar bien visible. No será admisible que únicamente lleven la placa del agente distribuidor.

El Contratista suministrará todos los materiales y mano de obra necesarios para conectar a los sistemas de calefacción todo el equipo que necesiten las conexiones que se especifiquen en este Pliego o en otras secciones del mismo o se indiquen en los planos.

Todos los operarios serán expertos en sus profesiones y estarán capacitados para realizar trabajo de primera calidad. Los aprendices trabajarán solamente bajo la supervisión directa de los oficiales mecánicos.

#### **5.2.12.2.- MATERIALES.**

Todos los elementos de equipo, accesorios y partes componentes de los distintos sistemas, serán nuevos, adecuados para el servicio a que se destinan, y estarán exentos de defectos en el material y mano de obra. Todo el trabajo que, dentro del período de dos años después de la aceptación del sistema se descubra que es defectuoso, será reemplazado, sin costo alguno para la Propiedad.

Los materiales y equipos aquí especificados son considerados como de primera calidad y adecuados para el uso a que se destinan. Podrán ser aprobadas sustituciones de los mismos mediante peticiones por escrito, acompañadas de la información completa relativa a la sustitución, que sean hechas al Ingeniero director. Cuando una petición de sustitución para un elemento o partida determinada haya sido denegada, tal partida o equipo será suministrado conforme se especifica.

#### **5.2.12.3.- PRUEBAS Y ENSAYOS.**

Antes de la recepción definitiva el Contratista ensayará toda la instalación y el Ingeniero director dará en su caso la aprobación. El Contratista suministrará todo el equipo y accesorios para los ensayos.

##### a) Redes de tuberías:

Todas las redes de tuberías para el agua caliente se ensayarán a una presión hidrostática igual dos veces a la presión de trabajo; esta presión no será nunca inferior a 3 Kg./cm<sup>2</sup> y se demostrará su estanqueidad a la mencionada presión. Las

tuberías que hayan de ir ocultas se ensayarán y recibirán la aprobación del Ingeniero director antes de ocultarse.

b) Sistema de ventilación:

A la terminación y antes de la aceptación de la instalación, el Contratista someterá los sistemas de ventilación, a todas las pruebas que pueda requerir el Ingeniero director. Estas serán pruebas de capacidad y de funcionamiento general dirigidas por un Técnico capacitado. Las pruebas deberán demostrar las capacidades especificadas en las diversas partes del equipo. Se utilizará un instrumento de lectura directa de velocidad, que haya sido probado y contrastado recientemente, para demostrar que el flujo de aire entre los distintos conductos ha sido regulado de tal forma, que admita y expulse la cantidad de litros de aire requeridos por segundo por las respectivas bocas de alimentación y expulsión. Los ensayos se llevarán a cabo en presencia del representante autorizado del Ingeniero director. Las pruebas de funcionamiento general abarcarán un período no inferior a 12 horas, y demostrarán que el equipo completo está funcionando de acuerdo con el Pliego de Condiciones y a la entera satisfacción del Ingeniero. El Contratista suministrará todos los instrumentos, equipo de ensayos, y personal que sean necesarios para las pruebas.

c) Trabajo defectuoso:

Si los ensayos o inspección ponen de manifiesto defectos, se desmontarán y reemplazarán las instalaciones y materiales defectuosos y se repetirán los ensayos e inspecciones sin coste adicional alguno para el Propietario. Las reparaciones de las tuberías se harán con material nuevo. No se aceptará retacar los agujeros ni las puntas roscadas.

#### **5.2.12.4.- EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.**

Todas las tuberías serán cortadas con exactitud en las dimensiones establecidas en el lugar y se colocará en su sitio sin combarla ni forzarla. Se instalará de modo que pueda dilatarse y contraerse libremente sin daño para la misma tubería ni para otros componentes. La tubería de hierro forjado se cortará con herramientas cortadoras de tuberías, una vez cortadas se escariarán para eliminar las rebabas y para conservar el diámetro total de las mismas. Todos los cambios de tamaño se efectuarán mediante accesorios de reducción y los cambios de dirección por medio de piezas especiales, excepto cuando se trate de tuberías de hasta 2 pulgadas inclusive de tamaño en cuyo caso se permitirá el doblado de las mismas siempre que se utilice una máquina hidráulica de doblar y se eviten deformaciones, depresiones o



arrugas. Las conexiones de las tuberías al equipo estarán de acuerdo con los detalles de los planos o se ejecutarán en la forma ordenada por el Ingeniero director.

Las soldaduras necesarias solamente se ejecutarán por soldadores expertos. Todos los cambios de dirección e intersecciones de tuberías soldadas se efectuarán por medio de accesorios para soldar excepto cuando se permita específicamente otra cosa en este Pliego. No se permitirá soldar las tuberías a inglete para formar codos, entallarlas para formar tes ni procedimiento alguno semejante. Cuando lo ordene el Ingeniero director se cortará un cupón de ensayo por cada 12 cm. y se entregará al mismo para su ensayo.

Una vez terminados los trabajos todas las partes de la instalación se limpiarán perfectamente. Todo el equipo, tuberías, válvulas, accesorios, etc., se limpiarán de toda grasa, suciedad, recortes de metal, cieno, etc., que pudieran haberse acumulado. Cualquier decoloración u otro daño causado a cualquier parte de las instalaciones, o su acabado debido a que el Contratista no llevase a cabo una limpieza adecuada del equipo o de las instalaciones de tuberías se repararán por dicho Contratista sin gasto adicional para el propietario.

#### **5.2.13.- VARIOS.**

El trabajo comprendido en la presente Sección del Pliego de Condiciones consiste en la ordenación de todo lo necesario para la ejecución de aquellos trabajos varios que por su naturaleza no están incluidos en los apartados anteriores. Comprende la preparación, mano de obra, equipo, elementos auxiliares y materiales necesarios para la realización completa de lo que estipulen los planos del Proyecto.

##### **5.2.13.1.- DECORACIÓN.**

Esta sección comprende todo lo necesario para elementos decorativos y ornamentos de las zonas, de acceso principal, público y comercial que se especifican en el Proyecto u ordene el Ingeniero director.

##### **5.2.13.2.- FALSOS TECHOS.**

a) Materiales:

Se construirán con planchas de escayola del tipo que se indique, o placas de otros materiales, tales como fibras de amianto, lana de vidrio, etc.

b) Generalidades:

La ejecución de este trabajo comprenderá la colocación de los registros, compuestas, puntos de luz, bien sean colgando en nichos u hornacinas, tubos y nudillos y demás elementos precisos para las instalaciones propias del edificio, así como la provisión de pasos de tabla cuando el espacio superior deba ser accesible.

c) Colocación:

Se ajustarán al techo de la estructura por ataduras de alambre galvanizadas y nudillos, a no ser que se indique otra cosa en los planos del Proyecto.

d) Acabado:

El acabado consistirá en coger con escayola las juntas, dejando perfectamente nivelado y liso el techo así construido y listo para recibir la pintura o acabado que se indique.

**5.2.13.3.- ACERAS.**

Se considerarán como parte de la obra las aceras que rodean al edificio, del tipo que exija el Ayuntamiento, así como bordillos, dejando los registros que sean necesarios y las entradas de carruajes y demás accesorios que se indiquen.

**5.2.13.4.- VALLAS.**

El Contratista colocará por su cuenta y mantendrá en buenas condiciones de construcción y aspecto durante toda la obra, las vallas y cerramientos que fuesen necesarios o dispongan las Autoridades, y las retirará al terminarla.

**5.2.13.5.- ANDAMIOS Y MEDIOS DE SEGURIDAD.**

a) Generalidades:

Los andamios y apeos se construirán sólidamente y con las dimensiones necesarias para soportar los pesos y presiones a que deban ser sometidos. Se colocarán antepechos quitamiedos de 1 m. de altura con la necesaria solidez, conforme a las normas vigentes sobre este particular.

b) Materiales:

Serán metálicos, reuniendo en cada caso las características exigidas.

#### **5.2.14.- MATERIALES Y UNIDADES NO DESCRITAS EN EL PLIEGO DE CONDICIONES.**

Para la definición de las características y forma de ejecución de los materiales y partidas de obra que pudieran no estar descritos en el presente Pliego, se remitirá a las descripciones de los mismos, realizados en los restantes documentos de este proyecto, o en su defecto se atenderán a las prescripciones recogidas en la normativa legal adjunta.

### **6.) CONDICIONES ECONOMICAS/ADMINISTRATIVAS.**

#### **6.1.- PRINCIPIO GENERAL.**

Todos los que intervienen en el proceso de construcción tienen derecho a percibir puntualmente las cantidades devengadas por su correcta actuación con arreglo a las condiciones contractualmente establecidas.

La Propiedad, el Contratista y, en su caso, los Técnicos, pueden exigirse recíprocamente las garantías adecuadas al cumplimiento puntual de sus obligaciones de pago.

#### **6.2.- FIANZA.**

1.) El Contratista prestará fianza con arreglo a alguno de los siguientes procedimientos según se estipule:

- a) Depósito previo, en metálico o valores, o aval bancario.
- b) Mediante retención en las certificaciones parciales o pagos a cuenta en igual proporción.

2.) En el caso de que la obra se adjudique por subasta pública, el depósito provisional para tomar parte en ella se especificará en el anuncio de la misma.

3.) Si el Contratista se negase a hacer por su cuenta los trabajos precisos para ultimar la obra en las condiciones contratadas, el Ingeniero director en nombre y representación del Propietario, los ordenará ejecutar a un tercero, o, podrá realizarlos directamente por administración, abonando su importe con la fianza depositada, sin perjuicio de las acciones a que tenga derecho el Propietario, en el caso de que el importe de la fianza no bastara para cubrir el importe de los gastos efectuados en las unidades de la obra que no fuesen de recibo.

4.) La fianza retenida será devuelta al Contratista una vez firmada el Acta de Recepción Definitiva de la obra. La Propiedad podrá exigir que el Contratista le acredite la liquidación y finiquito de sus deudas causadas por la ejecución de la obra, tales como salarios, suministros, subcontratos,...

5.) Si la Propiedad, con la conformidad del Ingeniero director, accediera a hacer recepciones parciales, tendrá derecho el Contratista a que se le devuelva la parte proporcional de la fianza.

### **6.3.- COMPOSICION DE PRECIOS.**

El cálculo de los precios de las distintas unidades de la obra es el resultado de sumar los costes directos, los indirectos, los gastos generales y el beneficio industrial.

#### **6.3.1.- COSTES DIRECTOS.**

a) La mano de obra, con sus pluses, cargas y seguros sociales, que intervienen directamente en la ejecución de la unidad de obra.

b) Los materiales, a los precios resultantes a pie de la obra, que queden integrados en la unidad de que se trate o que sean necesarios para su ejecución.

c) Los equipos y sistemas técnicos de la Seguridad y Salud Laboral para la prevención y protección de accidentes y enfermedades profesionales.

d) Los gastos de personal, combustible, energía, etc., que tenga lugar por accionamiento o funcionamiento de la maquinaria e instalaciones utilizadas en la ejecución de la unidad de obras.

e) Los gastos de amortización y conservación de la maquinaria, instalaciones, sistemas y equipos anteriormente citados.

### **6.3.2.- COSTES INDIRECTOS.**

Los gastos de instalación de oficinas a pie de obra, comunicaciones edificación de almacenes, talleres, pabellones temporales para obreros, laboratorios, seguros, etc.; Los del personal técnico y administrativo adscrito exclusivamente a la obra y los imprevistos. Todos estos gastos, se cifrarán en un porcentaje de los costes directos.

### **6.3.3.- GASTOS GENERALES.**

Los Gastos Generales de empresa, gastos financieros, cargas fiscales y tasas de la administración legalmente establecidas. Se cifrarán como un porcentaje de la suma de los costes directos e indirectos (en los contratos de obras de la Administración Pública este porcentaje se establece un 13 por 100).

### **6.3.4.- BENEFICIO INDUSTRIAL.**

El Beneficio Industrial del Contratista se establece en el 15 por 100 sobre la suma de las anteriores partidas.

### **6.3.5.- PRECIO DE EJECUCIÓN MATERIAL.**

Se denominará Precio de Ejecución Material al resultado obtenido por la suma de los anteriores conceptos a excepción del Beneficio Industrial y los gastos generales.

### **6.3.6.- PRECIO DE CONTRATA.**

El precio de Contrata es la suma de los costes directos, los indirectos, los Gastos Generales y el Beneficio Industrial.

El IVA gira sobre esta suma pero no integra el precio.

En el caso de que los trabajos a realizar en una obra aneja cualquiera, se contratasen a riesgo y ventura, se entiende por Precio de Contrata el que importa el coste total de la unidad de obra, es decir, el precio de Ejecución material, más el tanto por ciento (%) sobre este último precio en concepto de Gastos Generales y Beneficio Industrial del Contratista. Los Gastos Generales se estiman normalmente en un 13% y el beneficio se estima normalmente en 15 por 100, salvo que en las condiciones particulares se establezca otro destino.

#### **6.3.7.- PRECIOS CONTRADICTORIOS.**

Se producirán precios contradictorios sólo cuando la Propiedad por medio del Ingeniero director decida introducir unidades o cambios de calidad en alguna de las previstas, o cuando sea necesario afrontar alguna circunstancia imprevista.

El Contratista estará obligado a efectuar los cambios.

A falta de acuerdo, el precio se resolverá contradictoriamente entre el Ingeniero director y el Contratista antes de comenzar la ejecución de los trabajos y en el plazo que determina el Pliego de Condiciones Particulares. Si subsistiese la diferencia se acudirá en primer lugar, al concepto más análogo dentro del cuadro de precios del proyecto, y en segundo lugar, al banco de precios de uso más frecuente en la localidad.

Los precios contradictorios que hubiere se referirán siempre a los precios unitarios de la fecha del contrato.

#### **6.3.8.- RECLAMACIONES Y AUMENTO DE PRECIOS POR CAUSAS DIVERSAS**

Si el Contratista, antes de la firma del contrato, no hubiese hecho la reclamación u observación oportuna, no podrá bajo ningún pretexto de error u omisión reclamar aumento de los precios fijados en el cuadro correspondiente del presupuesto que sirva de base para la ejecución de las obras (con referencia a Facultativas).

#### **6.4.- OBRAS POR ADMINISTRACIÓN.**

Se denominan "Obras por Administración" aquellas en las que las gestiones que se precisan para su realización las lleva directamente el propietario; bien por sí mismo o por un representante suyo o bien por mediación de un constructor.

Se puede distinguir entre dos tipos de obras de este tipo:

1-Obras por administración directa: Se denominan "Obras por Administración Directa" aquellas en las que el Propietario por sí o por mediación de un representante suyo, que puede ser el propio Ingeniero director, expresamente autorizado a estos efectos, lleve directamente las gestiones precisas para la ejecución de la obra, adquiriendo los materiales, contratando su transporte a la obra y, en suma interviniendo directamente en todas las operaciones precisas para que al personal y los obreros contratados por él puedan realizarla.

2-Obras por administración delegada o indirecta: Se entiende por "Obra por Administración Delegada o Indirecta" la que convienen un Propietario y un Contratista para que éste, por cuenta de aquél y como delegado suyo, realice las gestiones y los trabajos que se precisen y se convengan.

#### **6.5.- REVISION DE PRECIOS.**

Contratándose las obras a riesgo y ventura, no se admitirá la revisión de los precios en tanto que el incremento no alcance en la suma de las unidades que falten por realizar de acuerdo con el Calendario, un montante superior al cinco por ciento (5 por 100) del importe total del presupuesto de Contrato.

En caso de producirse variaciones en alza superiores a este porcentaje, se efectuará la correspondiente revisión de acuerdo con la fórmula establecida en el Pliego de Condiciones Particulares, percibiendo el Contratista la diferencia en más que resulte por la variación del IPC superior al 5 por 100.

No habrá revisión de precios de las unidades que puedan quedar fuera de los plazos fijados en el Calendario de la oferta.

#### **6.6.- MEDICIÓN, VALORACIÓN Y ABONO DE LOS TRABAJOS.**

En ningún caso podrá alegar el Contratista los usos y costumbres del país respecto de la aplicación de los precios o de forma de medir las unidades de obra ejecutadas, se estará a lo previsto en primer lugar, al Pliego General de Condiciones Técnicas, y en segundo lugar, al Pliego General de Condiciones Particulares.

Si de los partes mensuales de obra ejecutada que preceptivamente debe presentar el Contratista al Ingeniero director, éste advirtiese que los rendimientos de la mano de obra, en todas o en algunas de las unidades de obra ejecutada, fuesen notoriamente inferiores a los rendimientos normales generalmente admitidos para unidades de obra iguales o similares, se lo notificará por escrito al Contratista, con el fin de que éste haga las gestiones precisas para aumentar la producción en la cuantía señalada por el Ingeniero director.

Si hecha esta notificación al Contratista, en los meses sucesivos, los rendimientos no llegasen a los normales, el Propietario queda facultado para resarcirse de la diferencia, rebajando su importe del quince por ciento que por los conceptos antes expresados correspondería abonarle al Contratista en las liquidaciones quincenales que preceptivamente deben efectuársele. En caso de no llegar ambas partes a un acuerdo en cuanto a los rendimientos de la mano de obra, se someterá el caso a arbitraje.

Según la modalidad elegida para la contratación de las obras y salvo que en el Pliego Particular de Condiciones Económicas se preceptúe otra cosa, el abono de los trabajos se podrá efectuar de las siguientes formas:

a) Tipo fijo o tanto alzado:

Se abonará la cifra previamente fijada como base de la adjudicación, disminuida en su caso en el importe de la baja efectuada por el adjudicatario.

b) Tipo fijo o tanto alzado por unidad de obra:

Se ha fijado de antemano un precio invariable, pudiendo variar solamente el número de unidades ejecutadas.

Previa mediación y aplicando al total de las diversas unidades de obra ejecutadas, del precio invariable estipulado de antemano para cada una de ellas, se abonará al Contratista el importe de las comprendidas en los trabajos ejecutados y ultimados con arreglo y sujeción a los documentos que constituyen el Proyecto, los que servirán de base para la mediación y valoración de las diversas unidades.



Tanto variable por unidad de obra: Según las condiciones en que se realice y los materiales diversos empleados en su ejecución de acuerdo con las órdenes del Ingeniero director.

Se abonará al Contratista en idénticas condiciones el caso anterior.

\* Por listas de jornales y recibos de materiales: Autorizados en la forma que el presente "Pliego General de Condiciones Económicas" determina.

\* Por horas de trabajo: Ejecutado en las condiciones determinadas en el contrato.

En cada una de las épocas o fechas que se fijen en el contrato o en los "Pliegos de Condiciones Particulares" que rijan en la obra, formará el Contratista una relación valorada de las obras ejecutadas durante los plazos previstos, según la medición que habrá practicado el Ingeniero Técnico.

Lo ejecutado por el Contratista en las condiciones preestablecidas, se valorará aplicando el resultado de la medición general, cúbica, superficial, lineal, ponderal o numeral correspondiente a cada unidad de la obra y a los precios señalados en el presupuesto para cada una de ellas, teniendo presente además lo establecido en el presente "Pliego General de Condiciones Económicas", respecto a mejoras o sustituciones de material y a las obras accesorias y especiales, etc.

Al Contratista, que podrá presenciar las mediciones necesarias para extender dicha relación, se le facilitarán por el Ingeniero técnico los datos correspondientes de la relación valorada, acompañándolos de una nota de envío, al objeto de que, dentro del plazo de diez días a partir de la fecha de recibo de dicha nota, pueda el Contratista examinarlos o devolverlos firmados con su conformidad o hacer, en caso contrario, las observaciones o reclamaciones que considere oportunas. Dentro de los diez días siguientes a su recibo, el Ingeniero director aceptará o rechazará las reclamaciones del Contratista si las hubiere, dando cuenta al mismo de su resolución, pudiendo éste, en el segundo caso, acudir ante el Propietario contra la resolución del Ingeniero director en la forma prevenida de los "Pliegos Generales de Condiciones Facultativas y Legales".

Tomando como base la relación valorada indicada en el párrafo anterior, expedirá el Ingeniero director la certificación de las obras ejecutadas. De su importe se deducirá el tanto por ciento que para la constitución de la fianza se haya preestablecido.

Las certificaciones se remitirán al Propietario, dentro del mes siguiente al período a que se refieren, y tendrán el carácter de documento y entregas a buena cuenta, sujetas a las rectificaciones y variaciones que se deriven de la liquidación final, no suponiendo tampoco dichas certificaciones aprobación ni recepción de las obras que comprenden.

Las relaciones valoradas contendrán solamente la obra ejecutada en el plazo a que la valoración se refiere. En caso de que el Ingeniero director lo exigiera, las certificaciones se extenderán al origen.

Cuando el Contratista, incluso con autorización del Ingeniero director-Director, emplease materiales de más esmerada preparación o de mayor tamaño que el señalado en el Proyecto o sustituyese una clase de fábrica con otra que tuviese asignado mayor precio, o ejecutase con mayores dimensiones cualquier parte de la obra, o, en general, introdujese en ésta y sin pedírsela, cualquiera otra modificación que sea beneficiosa a juicio del Ingeniero director-Director, no tendrá derecho, sin embargo, más que al abono de lo que pudiera corresponderle en el caso de que hubiese construido la obra con estricta sujeción a la proyectada y contratada o adjudicada.

Cuando fuese preciso efectuar agotamientos inyecciones u otra clase de trabajos de cualquiera índole especial u ordinaria, tendrá el Contratista la obligación de realizarlos y de satisfacer los gastos de toda clase que ocasionen, siempre que la Dirección Facultativa lo considerara necesario para la seguridad y calidad de la obra.

Los pagos se efectuarán por el Propietario en los plazos previamente establecidos, y su importe, corresponderá precisamente al de las certificaciones de obra conformadas por el Ingeniero director, en virtud de las cuales se verifican aquellos.

#### **6.6.1.- OBRAS POR ADMINISTRACIÓN.**

Para la liquidación de los trabajos que se ejecuten por administración delegada o indirecta, regirán las normas que a tales fines se establezcan en las "Condiciones Particulares de índole Económica" vigentes en la obra; a falta de ellas, las cuentas de administración las presentará el Contratista al Propietario, en relación valorada a la que deberá acompañarse y agrupados en el orden que se expresan los documentos siguientes todos ellos conformados por el Ingeniero Técnico:

- a) Las facturas originales de los materiales adquiridos para los trabajos y el documento adecuado que justifique el depósito o el empleo de dichos materiales en la obra.
- b) Las nóminas de los jornales abonadas a lo establecido en la legislación vigente, especificando el número de horas trabajadas en la obra por los operarios de cada oficio y su categoría, acompañando a dichas nóminas una relación numérica de los encargados, capataces, jefes de equipo, oficiales y ayudantes de cada oficio, peones especializados y sueltos, listeros, guardas, etc., que hayan trabajado en la obra durante el plazo de tiempo a que correspondan las nóminas que se presentan.
- c) Las facturas originales de los transportes de materiales puestos en la obra o retirada de escombros y chatarras.

A la suma de todos los gastos inherentes a la propia obra en cuya gestión o pago haya intervenido el Contratista se le aplicará, a falta de convenio especial, un quince por ciento, entendiéndose que en este porcentaje están incluidos los medios auxiliares y los de seguridad preventivos de accidentes, los Gastos Generales que al Contratista originen los trabajos de administración que realiza y el Beneficio Industrial del mismo.

Salvo pacto distinto, los abonos al Contratista de las cuentas de Administración Delegada los realizará el Propietarios mensualmente según los partes de trabajos realizados aprobados por el propietario o por su delegado representante.

Independientemente, el Ingeniero Técnico redactará, con igual periodicidad, la medición de la obra realizada, valorándola con arreglo al presupuesto aprobado. Estas valoraciones no tendrán efectos para los abonos al Contratista salvo que se hubiese pactado lo contrario contractualmente.

#### **6.6.2.- OBRAS PRESUPUESTADA CON PARTIDA ALZADA.**

Salvo lo preceptuado en el "Pliego de Condiciones Particulares de índole económica", vigente en la obra, el abono de los trabajos presupuestados en partida alzada, se efectuará de acuerdo con el procedimiento que corresponda entre los que a continuación se expresan:

- a) Si existen precios contratados para unidades de obra iguales, las presupuestadas mediante partida alzada, se abonarán previa medición y aplicación del precio establecido.

b) Si existen precios contratados para unidades de obra similares, se establecerán precios contradictorios para las unidades con partida alzada, deducidos de los similares contratados.

c) Si no existen precios contratados para unidades de obra iguales o similares, la partida alzada se abonará íntegramente al Contratista, salvo el caso de que en el Presupuesto de la obra se exprese que el importe de dicha partida debe justificarse, en cuyo caso, el Ingeniero director indicará al Contratista y con anterioridad a su ejecución, el procedimiento que ha de seguirse para llevar dicha cuenta, que en realidad será de Administración, valorándose los materiales y jornales a los precios que figuren en el Presupuesto aprobado o, en su defecto, a los que con anterioridad a la ejecución convengan las dos partes, incrementándose su importe total con el porcentaje que se fije en el Pliego de Condiciones Particulares en concepto de Gastos Generales y Beneficio Industrial del Contratista.

#### **6.6.3.- OBRAS EFECTUADAS DURANTE EL PLAZO DE GARANTIA.**

Efectuada la recepción provisional y si durante el plazo de garantía se hubieran ejecutado trabajos cualesquiera, para su abono se procederá así:

a) Si los trabajos que se realicen estuvieran especificados en el Proyecto, y sin causa justificada no se hubieran realizado por el Contratista a su debido tiempo y el Ingeniero director exigiera su realización durante el plazo de garantía, serán valorados a los precios que figuren en el Presupuesto y abonados de acuerdo con lo establecido en los "Pliegos Particulares" o en su defecto en los Generales, en el caso de que dichos precios fuesen inferiores a los que rijan en la época de su realización; en caso contrario, se aplicarán estos últimos.

b) Si se han ejecutado trabajos precisos para la reparación de desperfectos ocasionados por el uso de las instalaciones, por haber sido éste utilizado durante dicho plazo por el Propietario, se valorarán y abonarán a los precios del día, previamente acordados.

#### **6.7.- MEJORAS Y MODIFICACIONES.**

No se admitirán mejoras de obra, más que en el caso en que el Ingeniero director haya ordenado por escrito la ejecución de trabajos nuevos o que mejoren la calidad de los contratados, así como la de los materiales y aparatos previstos en el

contrato. Tampoco se admitirán aumentos de obra en las unidades contratadas, salvo caso de error en las mediciones del Proyecto, a menos que el Ingeniero director ordene, también por escrito, la ampliación de las contratadas.

En todos estos casos será condición indispensable que ambas partes contratantes, antes de su ejecución o empleo, convengan por escrito los importes totales de las unidades mejoradas, los precios de los nuevos materiales o aparatos ordenados emplear y los aumentos que todas estas mejoras o aumentos de obra supongan sobre el importe de las unidades contratadas.

Cuando por cualquier causa fuera menester valorar obra defectuosa, pero aceptable a juicio del Ingeniero director de las obras, éste determinará el precio o partida de abono después de oír al Contratista, el cual deberá conformarse con dicha resolución, salvo el caso en que, estando dentro del plazo de ejecución, prefiera demoler la obra y rehacerla con arreglo a condiciones, sin exceder de dicho plazo.

#### **6.8.- INDEMNIZACIONES.**

La indemnización por retraso en la terminación se establecerá en un tanto por mil del importe total de los trabajos contratados, por cada día natural de retraso, contados a partir del día de terminación fijado en el Calendario de Obra. Las sumas resultantes se descontarán y retendrán con cargo a la fianza.

Se rechazará toda solicitud de resolución del contrato fundada en dicha demora de Pagos, cuando el Contratista no justifique en la fecha el presupuesto correspondiente al plazo de ejecución que tenga señalado en el contrato.

Cuando durante la ejecución de las obras ocupe el Contratista, con la necesaria y previa autorización del Propietario, las instalaciones o haga uso de materiales o útiles pertenecientes a la misma, tendrá obligación de repararlos y conservarlos para hacer entrega de ellos a la terminación del contrato, en perfecto estado de conservación reponiendo los que se hubiesen inutilizado, sin derecho a indemnización por esta reposición ni por las mejoras hechas en las instalaciones, propiedades o materiales que haya utilizado.

En el caso de que al terminar el contrato y hacer entrega del material y propiedades, no hubiese cumplido el Contratista con lo previsto en el párrafo anterior, lo realizará el Propietario a costa de aquél y con cargo a la fianza.

#### **6.9.- CONSERVACION DE LAS OBRAS Y SEGUROS.**

El Contratista estará obligado a asegurar la obra contratada durante todo el tiempo que dure su ejecución hasta la recepción definitiva; la cuantía del seguro coincidirá en cada momento con el valor que tengan por contrata los objetos asegurados. El importe abonado por la Sociedad Aseguradora, en el caso de siniestro, se ingresará en cuenta a nombre del Propietario, para que con cargo a ella se abone la obra que se construya y a medida que ésta se vaya realizando. El reintegro de dicha cantidad al Contratista se efectuará por certificaciones, como el resto de los trabajos de la construcción. En ningún caso, salvo conformidad expresa del Contratista, hecho en documento público, el Propietario podrá disponer de dicho importe para menesteres distintos del de reconstrucción de la parte siniestrada; la infracción de lo anteriormente expuesto será motivo suficiente para que el Contratista pueda resolver el contrato, con devolución de fianza, abono completo de gastos, materiales acopiados, etc.; y una indemnización equivalente al importe de los daños causados al Contratista por el siniestro y que no se hubiesen abonado, pero sólo en proporción equivalente a lo que suponga la indemnización abonada por la Compañía Aseguradora, respecto al importe de los daños causados por el siniestro, que serán tasados a estos efectos por el Ingeniero director.

En las obras de reforma o reparación, se fijarán previamente la porción de instalación que debe ser asegurada y su cuantía, y si nada se prevé, se entenderá que el seguro ha de comprender toda la parte de la instalación afectada por la obra.

Los riesgos asegurados y las condiciones que figuren en la póliza o pólizas de Seguros, los pondrá el Contratista, antes de contratarlos en conocimiento del Propietario, al objeto de recabar de éste su previa conformidad o reparos.

Si el Contratista, siendo su obligación, no atiende a la conservación de las obras durante el plazo de garantía, en el caso de que las instalaciones no hayan sido ocupadas por el Propietario antes de la recepción definitiva, el Ingeniero director en representación del Propietario, podrá disponer todo lo que sea preciso para que se atienda a la guardería, limpieza y todo lo que fuese menester para su buena conservación abonándose todo ello por cuenta de la Contrata.

Al abandonar el Contratista las instalaciones, tanto por buena terminación de las obras, como en el caso de resolución del contrato, está obligado a dejarlas desocupadas y limpias en el plazo que el Ingeniero director fije.

Después de la recepción provisional de la instalación y en el caso de que la conservación de la misma corra a cargo del Contratista, no deberá haber en ella más

herramientas, útiles, materiales, muebles, etc., que los indispensables para su guardería y limpieza y para los trabajos que fuese preciso ejecutar.

En todo caso, ocupada o no la instalación, está obligado el Contratista a revisar la obra, durante el plazo expresado, procediendo en la forma prevista en el presente "Pliego de Condiciones Económicas".

## **7.) MEDICIÓN Y ABONO DE LAS OBRAS.**

### **7.1.- CONDICIONES GENERALES.**

La valoración de lo ejecutado por el Adjudicatario se hará aplicando los resultados de las mediciones a los precios señalados en el presupuesto para cada unidad de obra. La medición se hará en la forma que estime más adecuada el Ingeniero Director y con la unidad referida para cada una en el presente proyecto. Servirán de base a la medición final los planos de planta y alzado que durante el curso de las obras se hayan levantado de todas las partes que puedan quedar ocultas a su terminación.

La consignación de los precios unitarios se consideran incluidos los gastos de transporte de materiales, las indemnizaciones o pagos que hayan de hacerse por cualquier concepto, así como todo tipo de impuestos fiscales que paguen los materiales por el Estado, Provincia o Municipio, durante la ejecución de las obras, así como toda clase de cargas sociales. También serán de cuenta del Contratista los honorarios, las tasas y demás gravámenes que se originen con ocasión de las inspecciones, aprobación y comprobación de las instalaciones con que están dotadas las obras.

El Adjudicatario no tendrá derecho a percibir indemnización alguna como excedente de los precios consignados en el Presupuesto, en los que vayan comprendidos todos los materiales, accesorios y operaciones necesarias para dejar la obra completamente terminada, limpia y en disposición de recibirse.

Los precios de unidades de obra, así como los de los materiales o mano de obra que no figuren entre él/ los contratados se fijarán contradictoriamente entre el Ingeniero Director y el Adjudicatario o su representante, siendo condición necesaria la ejecución de las unidades de obra correspondiente. Si el Adjudicatario procediese a la ejecución de alguna unidad de obra que no figure entre las contratadas sin cumplir lo anteriormente especificado sobre los precios de tales unidades, aceptara obligatoriamente para las mismas el fijado por el Ingeniero Director.

Si excepcionalmente se hubiera realizado algún trabajo que no se encontrase regulado en las condiciones de contrata, pero sin embargo sea admisible a juicio del Director, se dará conocimiento de ello, proponiendo a la vez la rebaja de precios que se estime justos y si aquella resolviese aceptar la obra, quedara el Contratista obligado a conformarse con la rebaja acordada.

Todas las excavaciones y desmontes se abonarán por sus volúmenes referidos al terreno, tal y como se encuentran al efectuar los trabajos. Los volúmenes se apreciarán comprobando o modificando los perfiles del proyecto al efectuar el replanteo, firmando el Adjudicatario al pie de las correspondientes hojas. Durante la ejecución de las obras se sacarán cuantos perfiles se estimen convenientes por el Ingeniero Director o pida el Adjudicatario y al efectuarse la medición final se volverán a hacer los perfiles precisamente en los puntos en que se hicieron los de replanteo, firmando las hojas el facultativo, encargado y el Adjudicatario. No se admitirá ninguna reclamación de este acerca del volumen obtenido de la forma indicada. Solamente se medirán, para los efectos de abono, las excavaciones y desmontes indispensables para la ejecución de las obras con arreglo al Proyecto, o los que fijen en su caso el Ingeniero Director. No lo serán los que por exceso practique el Adjudicatario, aunque sea por conveniencia de la marcha de las obras, como rampas descargadoras, etc....

Las excavaciones y desmontes se abonarán al precio señalado en el cuadro correspondiente del Presupuesto, cualquiera que sea la naturaleza del terreno en que se hagan aquellas y en el destino que se le dé a los productos, hallándose comprendidos en aquel precio el coste de todas las operaciones necesarias para hacer las excavaciones que se ocupen con aquellos.

Por metro cubico de terraplén o relleno se entiende al que corresponde a estas obra después de ejecutada y consolidada con arreglo a las condiciones de este Pliego. Solamente se medirán los efectos de abono los terrenos indispensables para la ejecución de las obras con arreglo al proyecto. No lo serán los que por exceso practique el Adjudicatario, ya sea para conveniencia de la marcha de las obras.

Se entiende por metro cuadrado de cualquier clase de fábrica el metro cuadrado de obra ejecutado, completamente terminado con arreglo al Pliego de Condiciones. Los precios consignados en el correspondiente del presupuesto se refieren al metro cuadrado definido de esta manera, cualquiera que sea la procedencia de los materiales. La valoración de estas clases de fábricas se hará por metro cuadrado, descontando de la medición la superficie de los huecos.



Se entiende por metro cuadrado de tabiquería, enfoscados, guarnecidos, alicatados y pintados al metro cuadrado de esta clase de obra bien ejecutada, completamente terminada y con arreglo a este Pliego de Condiciones. Los precios consignados en el lugar correspondiente del Presupuesto se refieren al metro cuadrado definido de esta manera.

La valoración de la estructura metálica se hará por kilogramo. Cada partida se ajustará al precio determinado según se hace referencia en el apartado de Mediciones. Cualquier defecto, por material, soldadura, montaje, incumplimiento de cotas, etc... será obligación del Adjudicatario volverlo a ejecutar. Todas las medidas auxiliares para el montaje de la estructura, como puede ser grúas de tipo pluma o cualquier otro elemento, serán a cargo del Adjudicatario.

Los hormigones se medirán y valorarán por metro cúbico. Se ajustarán a la resistencia característica propia de cada caso específico en el Proyecto. En ningún caso serán abonables al Adjudicatario los excesos de volumen que provengan de errores o refuerzo de obras defectuosas.

La armadura se valorará por su peso teórico, sin aumento alguno de pérdidas, empalmes y ataduras, ya que al deducir sus precios han sido tenidos en cuenta estas causas de aumento.

Las cubiertas se medirán y valorarán por metro cuadrado. Se incluye en la valoración del metro cuadrado de cubierta todas las juntas, solapes, accesorios y demás operaciones a realizar para un perfecto acabado que garantice la impermeabilidad de la cubierta.

Los pavimentos se valorarán por metro cuadrado. Se ajustará a cada precio el tipo y clase según se reflejan en los apartados correspondientes de las Mediciones y Presupuesto del presente Proyecto.

En la partida correspondiente a saneamiento las tuberías se valorarán por metro lineal, incluyéndose la totalidad de los trabajos necesarios para su ejecución. Las arquetas se valorarán por unidades, incluyéndose en dicha unidad todos los trabajos indicativos y especificados en las distintas partidas en el apartado de Mediciones y Presupuesto.

La carpintería metálica, tal y como se indica en el estado de Mediciones, se medirá por metro cuadrado y unidades, estando incluido en los precios los accesorios para su correcto funcionamiento y colocación.

Los vidrios se medirán y valorarán en cualquier caso por metro cuadrado según dimensiones reales de las piezas colocadas. El precio se ajustara a cada tipo según se desprende del apartado correspondiente en el Presupuesto.

Las distintas instalaciones se valorarán de forma desglosada para cada uno de los elementos, equipos o accesorios que lo componen. La instalación eléctrica se valorara también desglosada por partidas al igual que la de incendios y agua. No se abonarán totalmente todas las instalaciones hasta que se tengan las certificaciones de prueba y visto bueno del Ministerio de Industria.

La valorización de las obras no expresadas en este Pliego de verificarán aplicando a cada longitud de medidas que sea más apropiada y en la forma y condiciones más justa el Ingeniero Director, multiplicando el resultado final por el precio correspondiente. Las obras no incluidas o incompletas se abonarán con arreglo a precios consignados en el Presupuesto. El contratista no tendrá derecho alguno a que las medidas a que se refiere este artículo se ejecuten en la forma que el indique, sino que serán con arreglo a lo que determine el Director Facultativo, sin aplicación de ningún género.

Las partidas alzadas que surjan en el proyecto serán de abono íntegro al Adjudicatario una vez finalizadas las obras y ejecutada los trabajos incluidos en la definición de la partida correspondiente.

Las mediciones parciales se verificarán en presencia del Adjudicatario o su representante autorizado, de cuyo acto se levantara acta por duplicado firmándose ambas partes. La medición final se efectuara después de la recepción provisional de las obras y en el plazo más breve posible, con la precisa asistencia del Adjudicatario o su representante. En el acta que se extienda de haberse verificado la medición y en los documentos que le acompañen deberá aparecer la conformidad del Adjudicatario y en caso de disconformidad se expondrá sumariamente y a reserva de ampliar las razones que aquello le obliguen.

Cuando por consecuencia de recepción u otra causa fuese preciso valorar obras incompletas se aplicarán los precios del Presupuesto sin que pueda pretenderse la valoración de cada unidad de obra fraccionado en otra forma que la establecida en la composición de precios. Toda unidad compuesta mixta no especificada en el cuadro de precios se valorará haciendo la descomposición de la misma, aplicando los precios unitarios a cada una de las partes que la integra, quedando con esta suma abonados los medios auxiliares. En ningún caso tendrá derecho el Adjudicatario a reclamación alguna fundada por la insuficiencia, error u omisión del coste de cualquiera de los elementos que constituyen los referidos precios.

El Adjudicatario tendrá derecho a percibir el importe de todas aquellas unidades de obra que haya realmente ejecutado con arreglo y sujeción a los documentos del Proyecto, a las condiciones del contrato y a las órdenes e instrucciones que por escrito entregue el Ingeniero Director, valoradas de acuerdo con los precios convenidos tal y como se especifican en el presente Pliego. A estos efectos, el Ingeniero Director expedirá mensualmente la certificación correspondiente a las obras realmente ejecutadas en ese periodo con las mediciones parciales efectuadas y conformadas por el Adjudicatario.

El abono de las acometidas provisionales de electricidad y de agua, así como suministro durante el transcurso de las obras será por cuenta Instaladora.



**DOCUMENTO N° 3**  
**PRESUPUESTO**

**DOCUMENTO Nº 3: PRESUPUESTO**

Código	Resumen	Unidades	Largo	Ancho	Alto	Unitario	Importe
--------	---------	----------	-------	-------	------	----------	---------

**CAPÍTULO 1: ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO**

101	M2	Replanteo de ejes y cotas sobre el terreno para posterior situación de placas de anclajes.						
		1	25,00	20,00				
						500,00	0,28	
							140,00	
102	M2	Capa de zahorra artificial compactada espesor hasta 15 cm variable en función del nivel del terreno, aportado el relleno en tongadas de 20 cm, con riego intermedio y compactado con rulo.						
		Nave	1	40,00	20,00			
		Zapatas	-14	1,50	1,50			
			-12	1,00	1,00			
		Zuncho	-2	20,00	0,20			
			-2	40,00	0,20			
						732,50	9,20	
							6.739,00	
103	M3	Excavación con retroexcavadora en terreno de consistencia floja.						
		Zapatas	14	3,00	3,00	1,00		
			12	2,00	2,00	1,00		
		Zuncho	2	20,00	0,70	0,50		
			2	40,00	0,70	0,50		
						216,00	20,65	
							4.460,40	

Código	Resumen	Cantidad	Largo	Ancho	Alto	Unitario	Importe
104	M3 Transporte a vertedero de escombros en camión, a distancia menor de 5 kilómetros.						
	Zapatas	14	3,00	3,00	1,00		
		12	2,00	2,00	1,00		
	Zuncho	2	20,00	0,70	0,50		
		2	40,00	0,70	0,50		
						216,00	9,44 2.039,04

**TOTAL CAPÍTULO 1****13.378,44 €****CAPÍTULO 2: CIMENTACIÓN**

201	M3 Hormigón de limpieza HM-15 N/mm <sup>2</sup> , elaborado en obra para limpieza y nivelado de fondos de cimentación, vertido por medios manuales, vibrado y colocado.						
	Zapatas	14	3,00	3,00	0,10		
		12	2,00	2,00	0,10		
	Zuncho	2	20,00	0,70	0,10		
		2	40,00	0,70	0,10		
						21,60	83,20 1.797,12
202	M3 Hormigón HA-25 N/mm <sup>2</sup> para zapata y vigas de atado, encofrado, desencofrado, vertido y vibrado.						
	Zapatas	14	3,00	3,00	0,90		
		12	2,00	2,00	0,90		
	Zuncho	2	20,00	0,70	0,40		
		2	40,00	0,70	0,40		
						190,20	132,42 25.186,28
203	kg Acero corrugado B-400-S, límite elástico 400 N/mm <sup>2</sup> , manipulado en taller y elaborado en obra, incluso despuntes y cortes.						
		6.830,20					1,12 7.649,82

Código	Resumen	Cantidad	Largo	Ancho	Alto	Unitario	Importe
204	kg Placas de anclaje y rigidizadores de Acero S275, incluido suministro y colocación.						
		1.072,20				1,85	1.983,70
205	M2 Solera de 15 cm de espesor, de hormigón HA-25 N/mm <sup>2</sup> , elaborado en central, vertido desde camión, colocación y armado con acero corrugado B400S, p.p. de juntas, aserrado de las mismas y fratasado.						
	Nave	1	40,00	20,00			
	Oficinas	1	10,00	10,00			
						900,00	16,70
							15.030,00
206	kg Pernos de anclaje de Acero S275, incluido suministro y colocación						
		241,40				1,79	432,10
<b>TOTAL CAPÍTULO 2</b>							<b>52.079,02 €</b>

**CAPÍTULO 3: ESTRUCTURA**

301	UD Tratamiento anticorrosión de la estructura metálica laminados en caliente, las placas de anclaje, y los perfiles de arriostramientos con pintura o similar a dos manos y una de minio, raspados de óxido y limpieza manual.						
		1				3.546,00	3.546,00
302	kg Acero laminado S275 en perfiles laminados en caliente para estructuras (vigas, pilares y tirantes), uniones soldadas, cortes y despuntes, totalmente montado.						
	HEB	21.700,20					
	IPE	11.260,20					
	Redondo	33,07					
						32.993,47	1,79
							59.058,31
303	kg Acero laminado S275, en perfiles conformados en frio, para correas, totalmente montado.						
	ZF	3.365,60				2,00	6.731,20



Código	Resumen	Cantidad	Largo	Ancho	Alto	Unitario	Importe
304	M2 Forjado de entreplanta para una sobrecarga de uso de 350 kg/m <sup>2</sup> , formado por chapas colaborante, para forjado mixto, en chapa galvanizada, armadura y capa 15 cm.	1	10,00	10,00		62,07	6.207,00
<b>TOTAL CAPÍTULO 3</b>							<b>75.542,51 €</b>

**CAPÍTULO 4: CUBIERTA**

401	M2 Cubierta no transitable formada por panel sandwich de 50 mm de espesor, incluido el suministro y el montaje, cortes y solapes.						
	Cubierta nave	2	40,00	10,50			
	Cubierta oficina	1	10,00	10,00			
	Placas translucidas	-16	10,50	1,50			
						688,00	29,00
							19.952,00
402	M2 Panel translúcido blanco, formado por dos láminas de policarbonato, de 50 mm de espesor, fijado a la estructura mediante tornillos autorroscantes, incluido el suministro y el montaje.						
	Placas translucidas	16	10,50	1,50			
						252,00	42,85
							10.798,20
403	M2 Chapa grecada lacada sobre panel sandwich, de 0,5 mm de espesor, incluido el suministro y el montaje.						
	Cubierta nave	2	40,00	10,50			
	Cubierta oficina	1	10,00	10,00			
	Placas translucidas	-16	10,50	1,50			
						688,00	7,95
							5.469,60
404	UD Aireador estático en cumbrera G250 de 250 mm de garganta y 2 m de longitud, construido en chapa prelacada.	3				335,40	1.006,20

**TOTAL CAPÍTULO 4****37.226,00 €**

Código	Resumen	Cantidad	Largo	Ancho	Alto	Unitario	Importe
--------	---------	----------	-------	-------	------	----------	---------

**CAPÍTULO 5: CERRAMIENTO**

501	M2	Cerramiento de planchas de hormigón armado de 12 cm de espesor, con acabado liso interior y exterior, incluido suministro y montaje.					
		Nave	2	40,00		9,00	
			2	20,00		9,00	
			1	20,00		1,00	
		Puertas	-2	5,00		6,00	
						<u>1.040,00</u>	71,03 73.871,20
502	M2	Cerramiento de ladrillo cerámico hueco de 12 cm de espesor, enfoscado por ambas caras y pintado a dos manos. Ladrillo 33x18x12cm (6).					
		Oficinas	4	10,00		8,00	
		Ventanas	-5	2,00		1,00	
			-2	1,00		1,00	
		Puertas	-2	0,90		1,90	
						<u>306,58</u>	52,38 16.058,66
503	M2	Enlosado de muro interior hasta 5 metro de altura, incluido suministro y montaje. Losa 60x30x1,3 cm.					
		Nave	1	40,00		5,00	
			1	30,00		5,00	
			1	20,00		5,00	
						<u>450,00</u>	58,32 26.244,00
504	M2	Enlosado de suelo para oficinas, incluido suministro y montaje. Losa 38,5x38,5x2 cm					
		Oficina	2	10,00	10,00		
						<u>200,00</u>	54,13 10.826,00

**TOTAL CAPÍTULO 5****126.999,86 €**

Código	Resumen	Cantidad	Largo	Ancho	Alto	Unitario	Importe
<b>CAPÍTULO 6: CARPINTERÍA METÁLICA</b>							
601	UD Escalera metálica de acero laminado A-42 b prefabricada para oficina de la primera planta, fijado al suelo y paredes mediante tornillos autorroscantes, dos manos de pintura antioxidable, incluido el suministro y el montaje.	1				3.327,13	2.330,00
602	UD Puerta de tipo corredera suspendida entre guías superiores e inferiores, de dimensiones 5 m de ancho y 6 m de alto con la opción de puerta para acceso peatonal a la nave de 210 cm de altura por 100 cm de ancho, perfiles y chapas galvanizadas y prelacada de accionamiento manual, incluido el suministro y el montaje.	2				2.435,98	4.871,96
603	UD Puerta de aluminio lacado color blanco de doble hoja, de 0,9 m de ancho y 1,9 m de alto, incluso suministro y montaje.	2				720,45	1.440,90
604	UD Ventana de aluminio lacado color blanco, de 2 m de largo y 1 m de alto, incluso suministro y montaje	5				162,83	814,15
605	UD Ventana de aluminio lacado color blanco, de 1 m de largo y 1 m de alto, incluso suministro y montaje	2				81,41	162,82
<b>TOTAL CAPÍTULO 6</b>						<b>9.619,83 €</b>	

**CAPÍTULO 7: MAQUINARIA**

701	UD Puente Grúa 6 Tn	1					600.000,00
-----	---------------------	---	--	--	--	--	------------

<b>Código</b>	<b>Resumen</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Largo</b>	<b>Ancho</b>	<b>Alto</b>	<b>Unitario</b>	<b>Importe</b>
702	UD Cilindro Curvador de Chapas 3DP 1521	1					310.000,00
703	UD Cizalla Klinsman RPG 3110	1					480.000,00
704	UD Torno Amutio HB 575 X 1500	1					130.000,00
705	UD Torno Amutio HB 575 X 2000	1					165.000,00
706	UD Torno Amutio HB 725 X 2000	1					200.000,00
707	UD Torno Pinacho S90 X 260 X 2225	1					190.000,00
708	UD Torno Pinacho S90 X 310 X 3125	1					220.000,00
709	UD Torno Geminis G650S X 1000	1					105.000,00
709	UD Torno Geminis G970S X 3000	1					115.000,00
710	UD Torno Guruzpe BT 2100 X 10000	1					550.000,00
711	UD Fresadora Lagun FU-152	1					417.000,00
712	UD Fresadora Zayer BF-4000	1					330.000,00
713	UD Mortajadora Urpe 250	1					76.000,00
714	UD Taladro Erlo TCA 40	1					65.000,00
715	UD Taladro Erlo TCA 30	1					60.000,00

Código	Resumen	Cantidad	Largo	Ancho	Alto	Unitario	Importe
716	UD Taladro Foradia 50 X 1200	1					80.000,00
717	UD Sierra Danobat 440	1					120.000,00
718	UD Sierra Cinta MG BMSY 550-G	1					240.000,00
719	UD Compresor Atlas Copco	1					70.000,00
720	UD Equilibradora Hoffman UHK 16	1					93.000,00
<b>TOTAL CAPÍTULO 7</b>							<b>4.616.000,00 €</b>

Capítulo	Precios
<b>RESUMEN DEL PRESUPUESTO</b>	
1	Acondicionamiento del terreno 13.378,44
2	Cimentación 52.079,02
3	Estructura 75.542,51
4	Cubierta 37.226,00
5	Cerramiento 126.999,86
6	Carpintería metálica 9.619,83
7	<b>Maquinaria 4.616.000,00 €</b>

**TOTAL EJECUCION DE MATERIAL: 314.845,66 €**

**PRESUPUESTO FINAL**

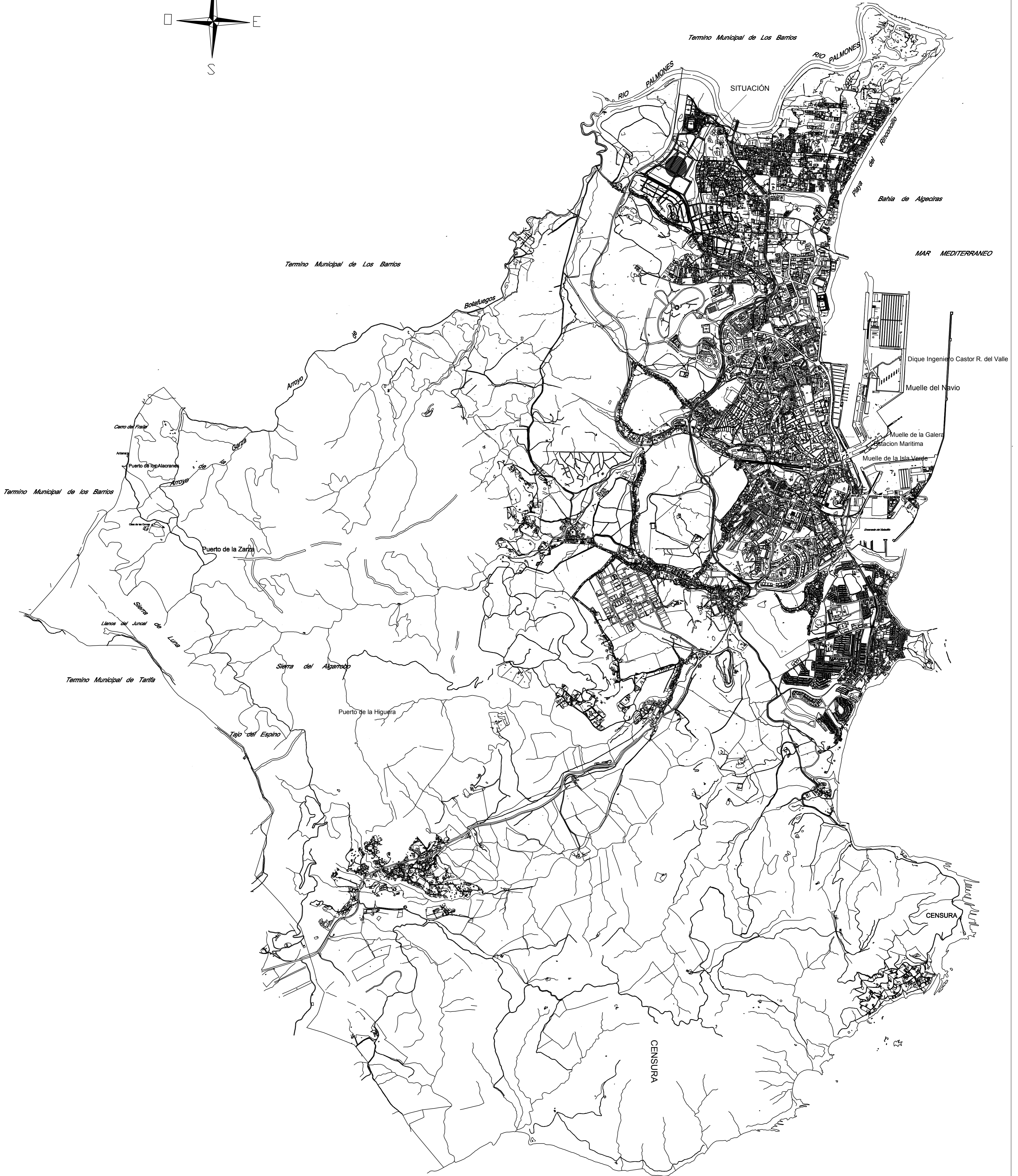
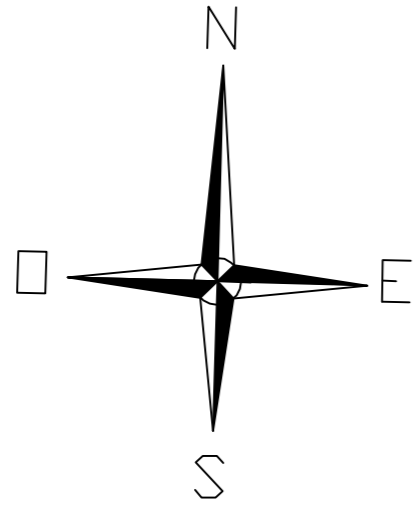
Presupuesto de ejecución material:	314.845,66
Beneficio industrial 15%	47.226,84


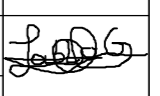
**TOTAL: 362.072,50 €**

Presupuesto ejecución por contrata:	362.072,50
Impuesto del valor añadido 16%	57.931,60
Redacción del Proyecto 3%	10.862,17
Dirección Facultativa de la Obra 1.5%	5.431,08
<b>TOTAL CAPITULO 7: MAQUINARIA.</b>	<b>4.616.000,00 €</b>

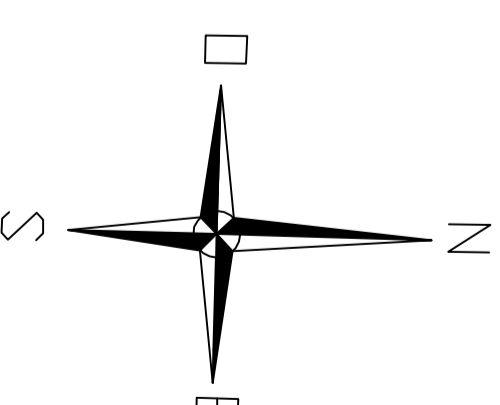
**IMPORTE FINAL: 436.297,35 €**

**DOCUMENTO N° 4**  
**PLANOS**



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	 <b>ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE ALGECIRAS</b>
DIBUJADO		PABLO GUILLÉN		
COMPROB.		D. CÉSAR MARTÍNEZ		
ESCALA	DENOMINACIÓN DEL PROYECTO :			
S/E	NAVE INDUSTRIAL PARA MECANIZADO			
Unidades	DENOMINACIÓN DEL PLANO :			
mm	SITUACIÓN			PLANO N° :
				01/07

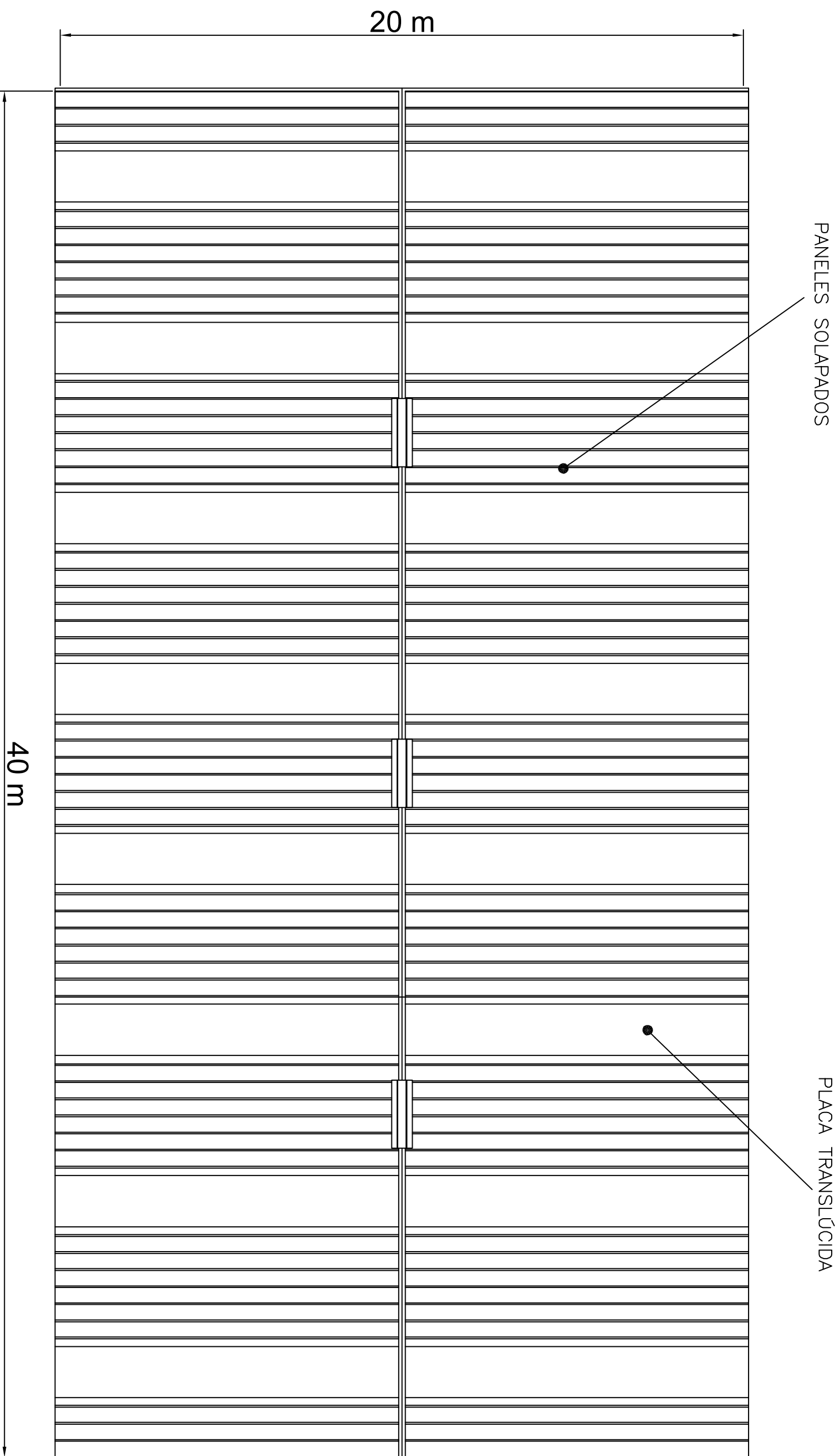




**MAR MEDITERRANEO**

*Bahía de Algeciras*

FECHA	NOMBRE	FIRMA	 <b>ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE ALGECIRAS</b> INGENIERIA TÉCNICA INDUSTRIAL, Mecánica
DIBUJADO	PABLO GUILÉN		
COMPROB.	D. CÉSAR MARTÍNEZ		
ESCALA	DENOMINACIÓN DEL PROYECTO :		
S/E	NAVE INDUSTRIAL PARA MECANIZADO		
Unidades	DENOMINACIÓN DEL PLANO :		
mm	EMPLAZAMIENTO		
			PLANO N° :
			02/07





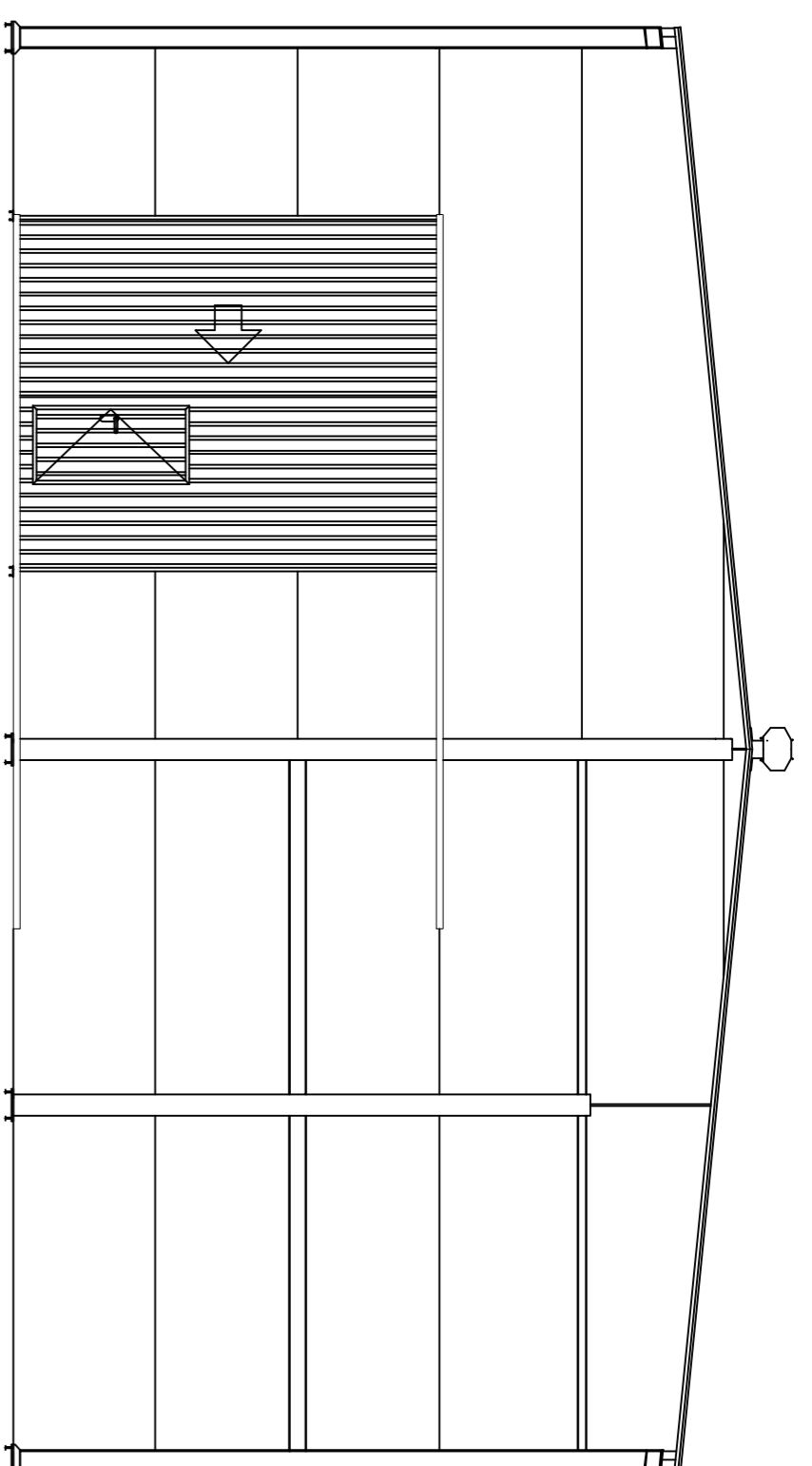
PANELES SOLAPADOS

PLACA TRANSLÚCIDA

20 m

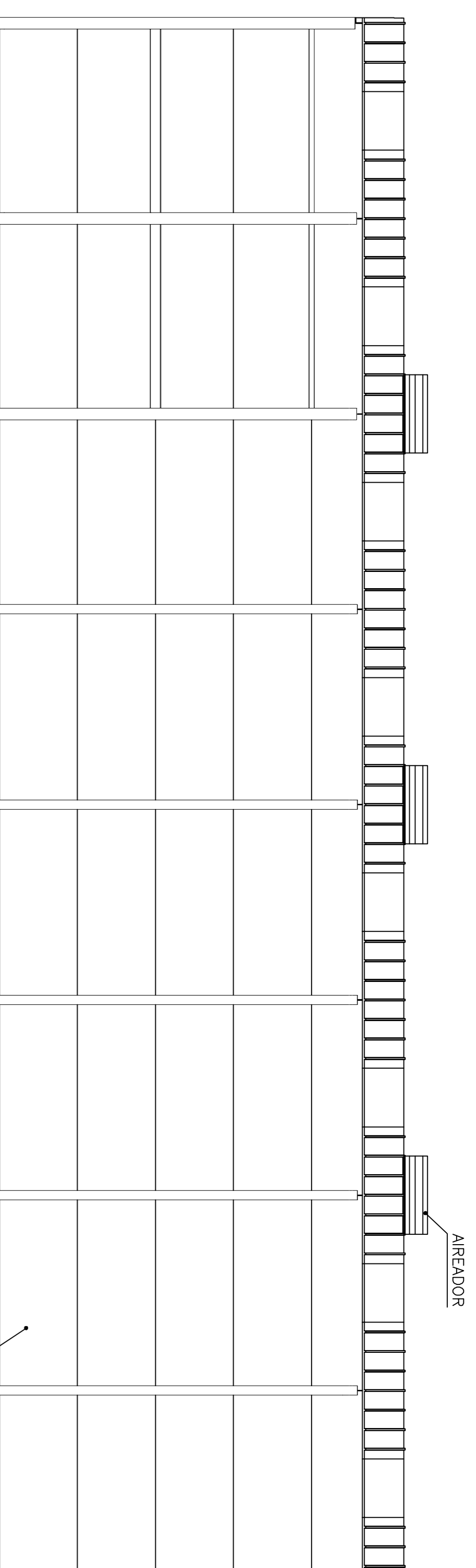
40 m

FECHA	NOMBRE	FIRMA	 <p><b>ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE ALGERIRAS</b> INGENIERÍA TÉCNICA INDUSTRIAL, Mecánica</p>
DIBUJADO	PABLO GUILLEN		
COMPROB.	D. CÉSAR MARTINEZ		
ESCALA	DENOMINACIÓN DEL PROYECTO :		
1/125	NAVE INDUSTRIAL PARA MECANIZADO		
Unidades	DENOMINACIÓN DEL PLANO :		PLANO N° :
mm	CUBIERTA		03/07



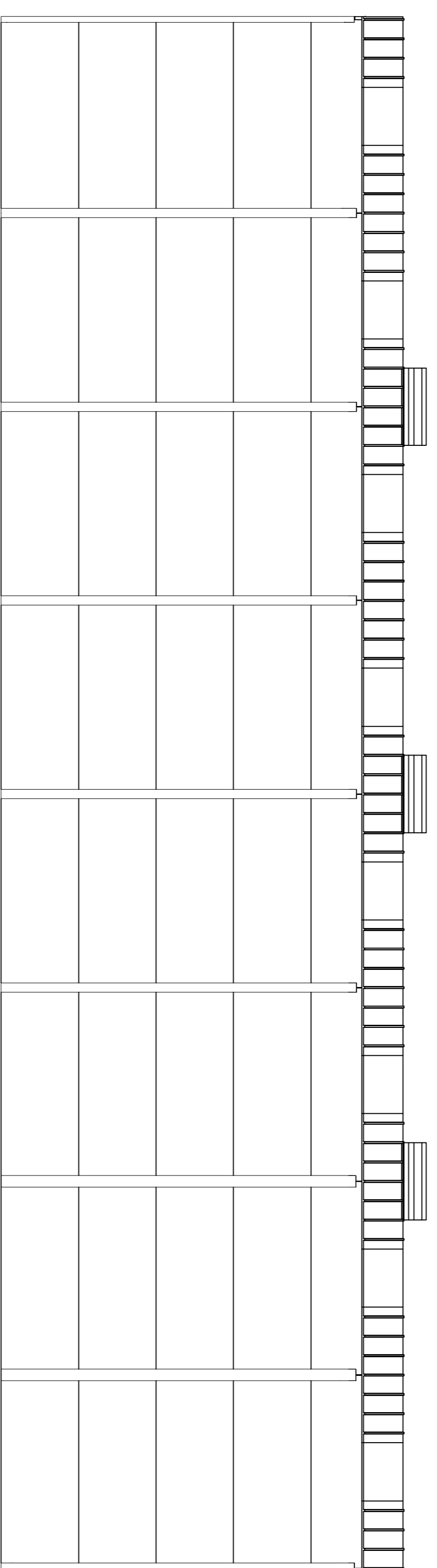
FACHADA FRONTAL

ESCALA 1:100



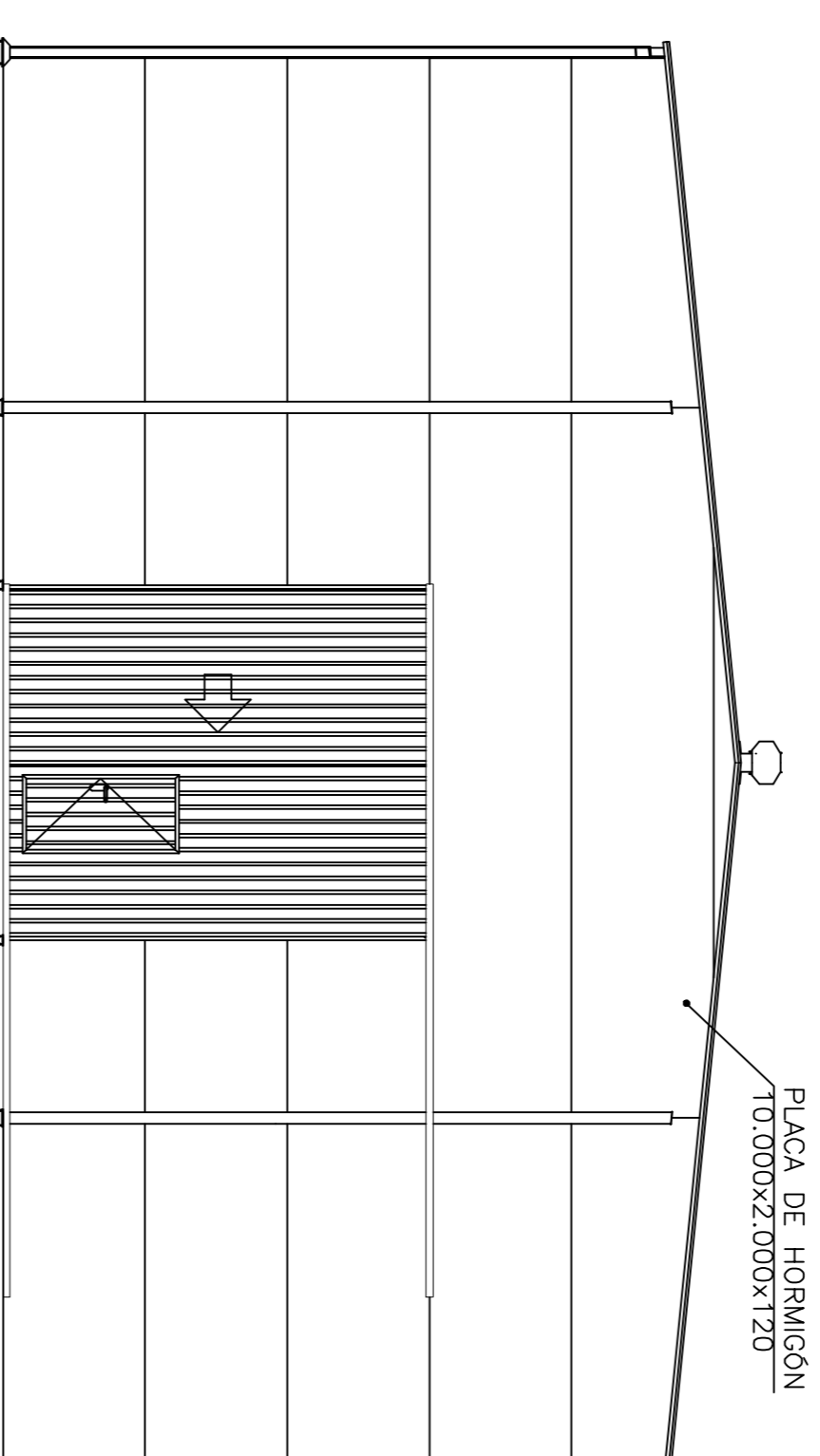
FACHADA DERECHA

ESCALA 1:100



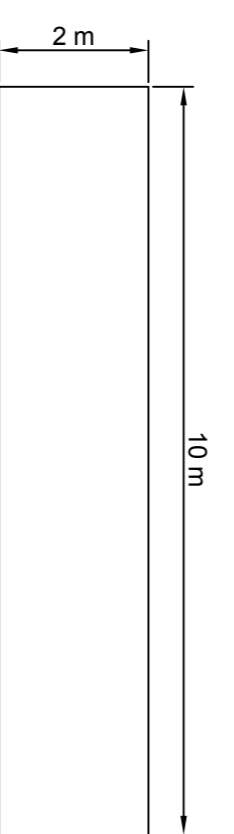
FACHADA IZQUIERDA

ESCALA 1:100

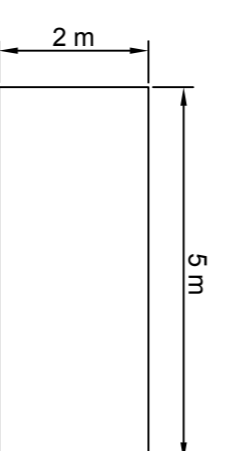


FACHADA TRASERA

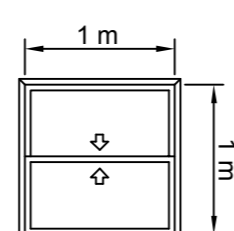
ESCALA 1:100



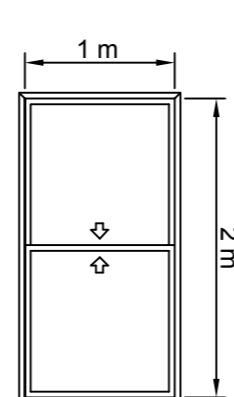
PLACA DE HORMIGÓN MACIZA 4 UD



PLACA DE HORMIGÓN MACIZA 110 UD



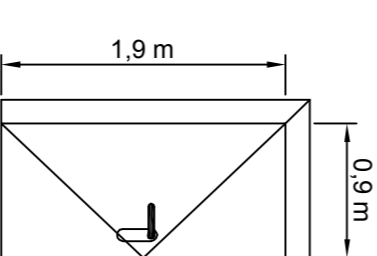
VENTANA DE ALUMINIO LACADO 2 UD



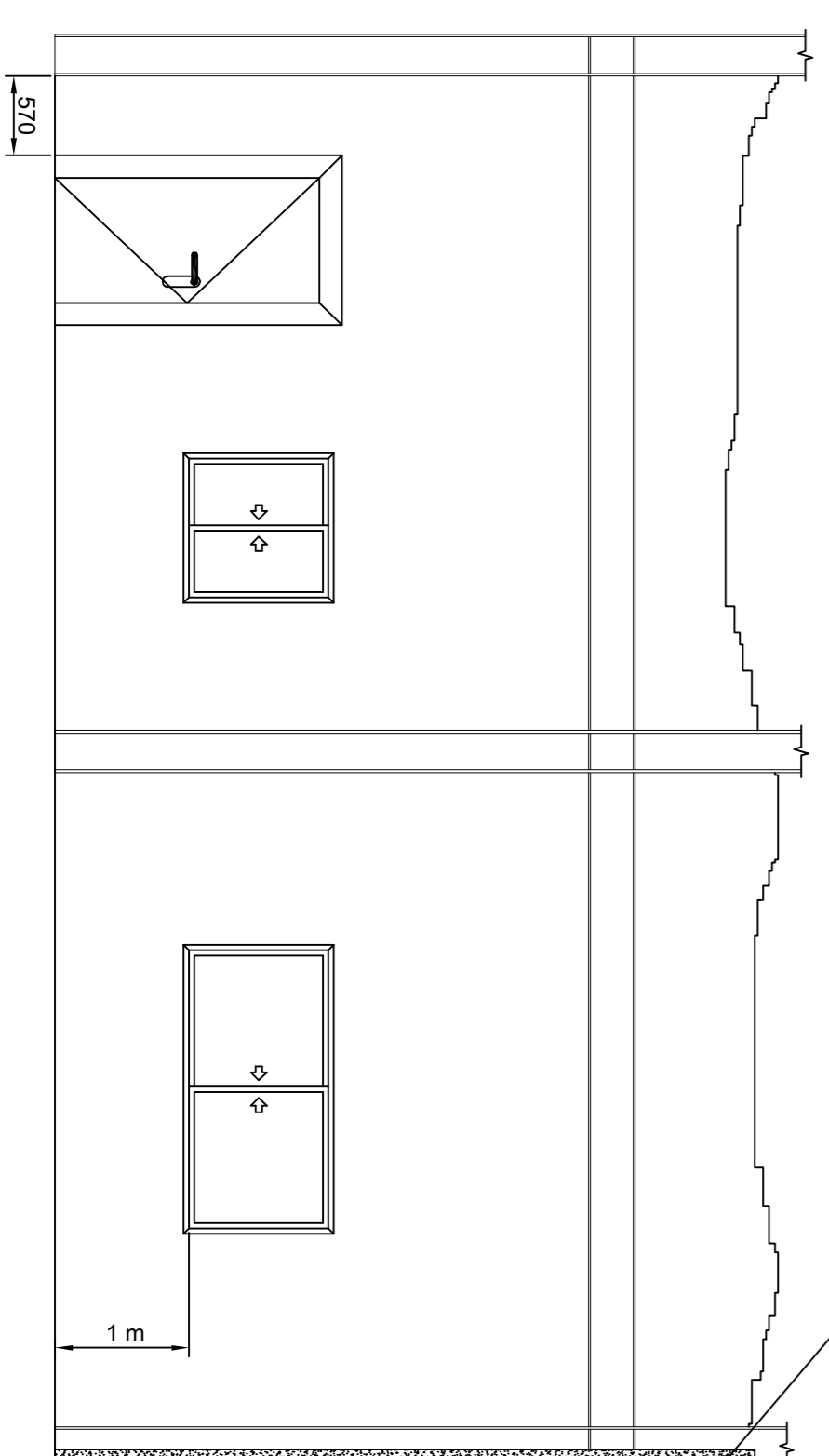
VENTANA DE ALUMINIO LACADO 5 UD



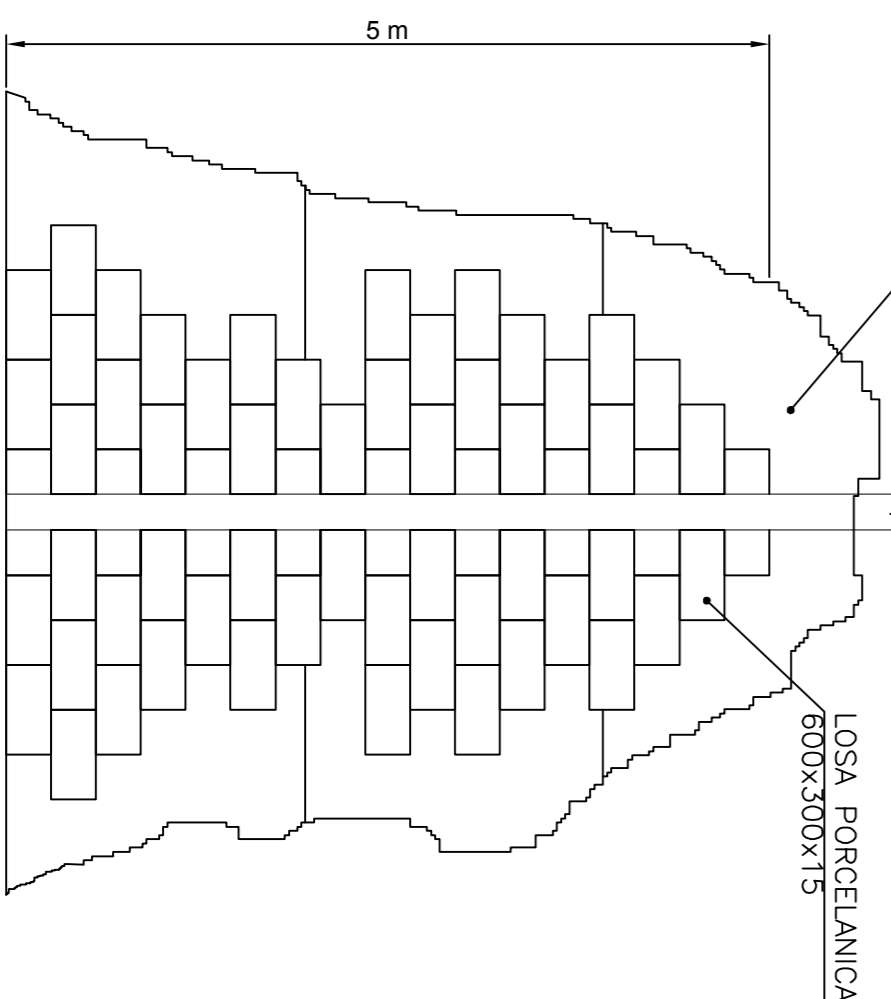
LOSA PORCELÁNICA 383X383X20



PUERTA DE ALUMINIO LACADO 2 UD

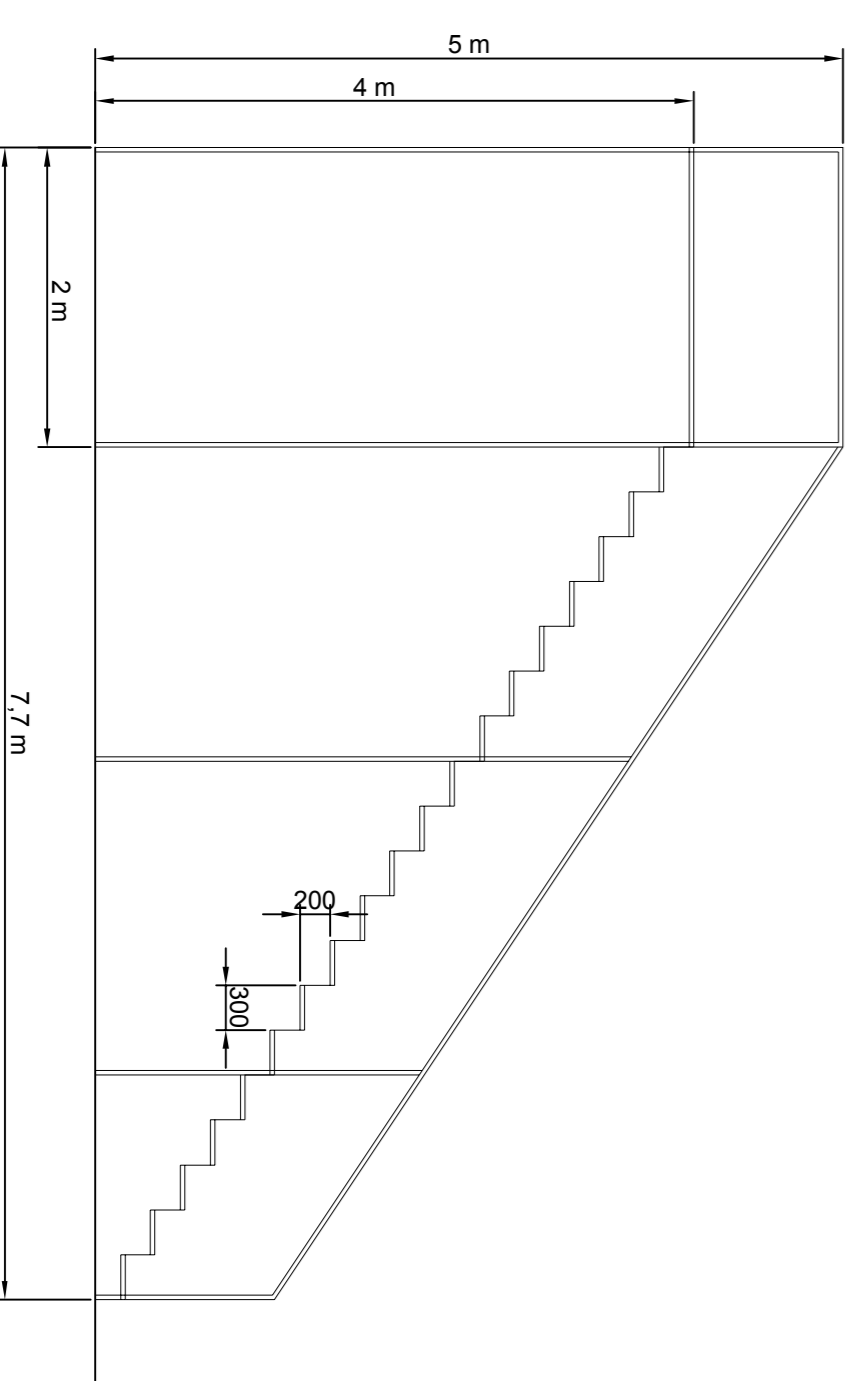


PLACA DE HORMIGÓN 5.000X2.000X120

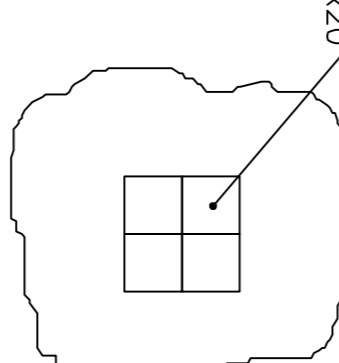


PLACA DE HORMIGÓN 5.000X2.000X120

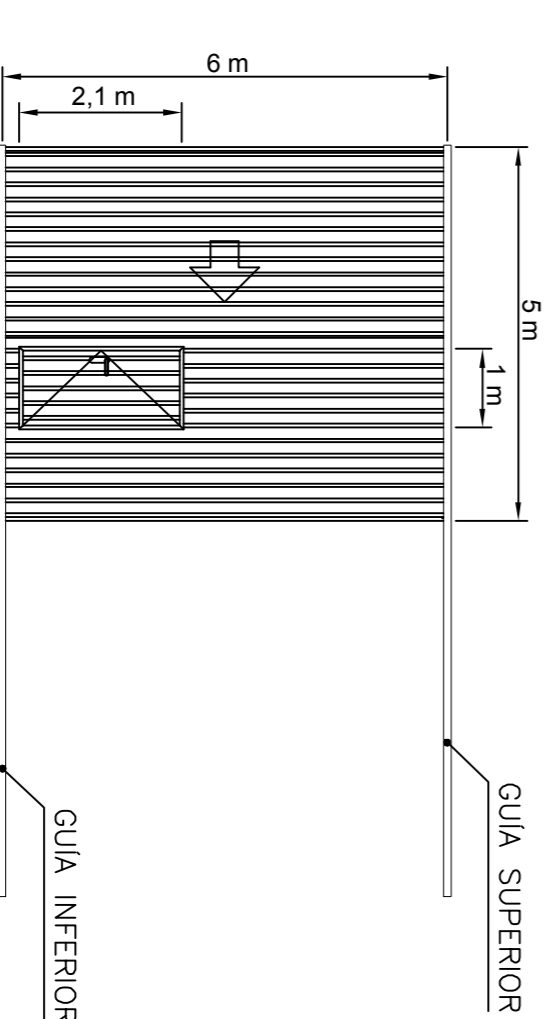
LOSA PORCELÁNICA 800X300X15



ESCALERA PARA OFICINA P1



ENLUSADO EN OFICINA PB Y P1 ESCALA 1:20



PUERTA CORREDERA GREGADA 2UD

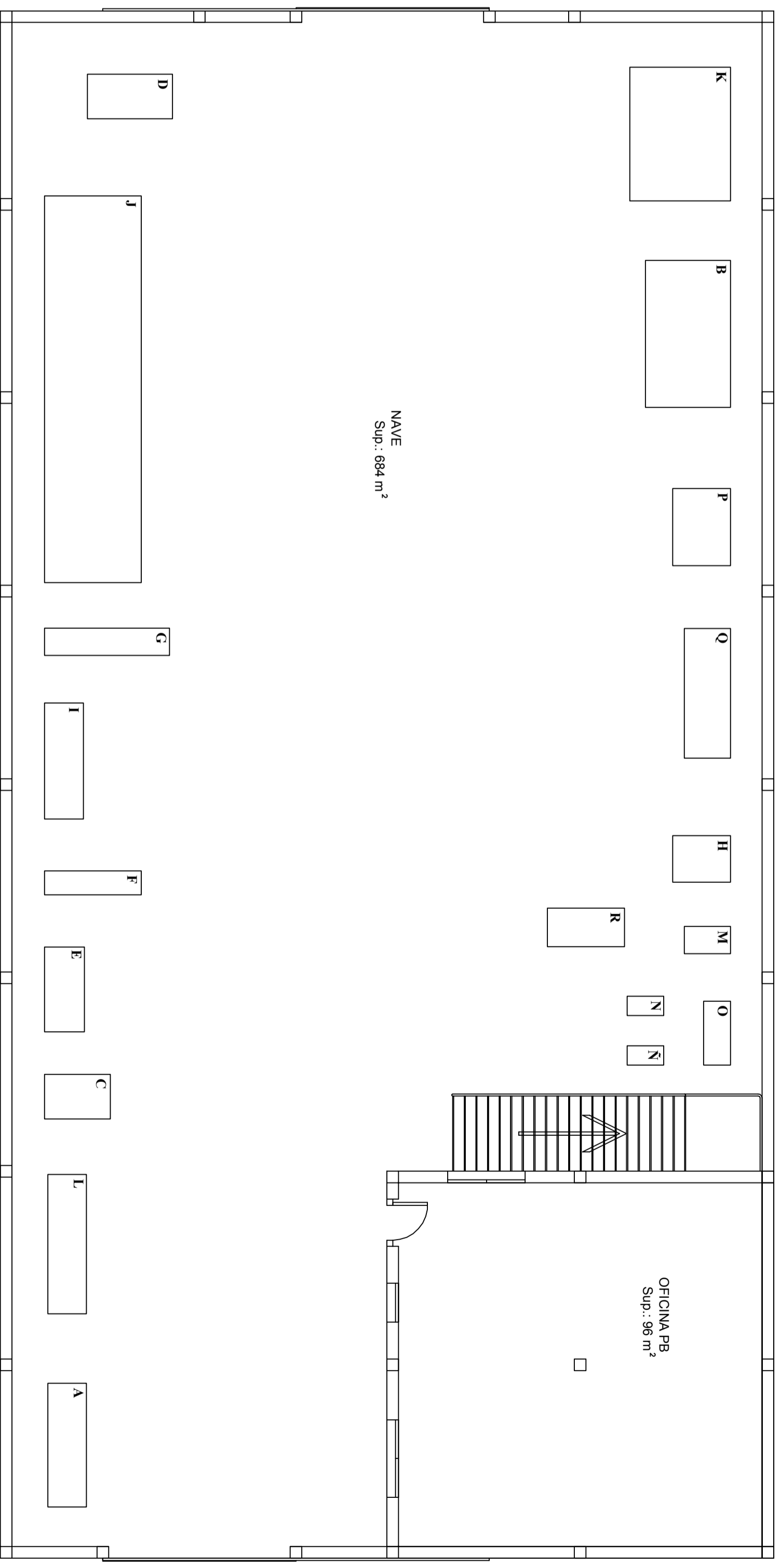
FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESQUEMA POLITÉCNICA SUPERIOR DE ALGECIRAS
DIBUJADO	PAJLO GUILLEN		INGENIERIA TÉCNICA INDUSTRIAL, Mecánica
COMPROB.	D. CÉSAR MARTÍNEZ		
ESCALA	DENOMINACIÓN DEL PROYECTO : NAVE INDUSTRIAL PARA MECANIZADO		
Unidades	DENOMINACIÓN DEL PLANO : CARPINTERIA Y ALBANILERIA		
mm	Plano n.º : 04/07		

MURO FRONTAL DE OFICINA P8

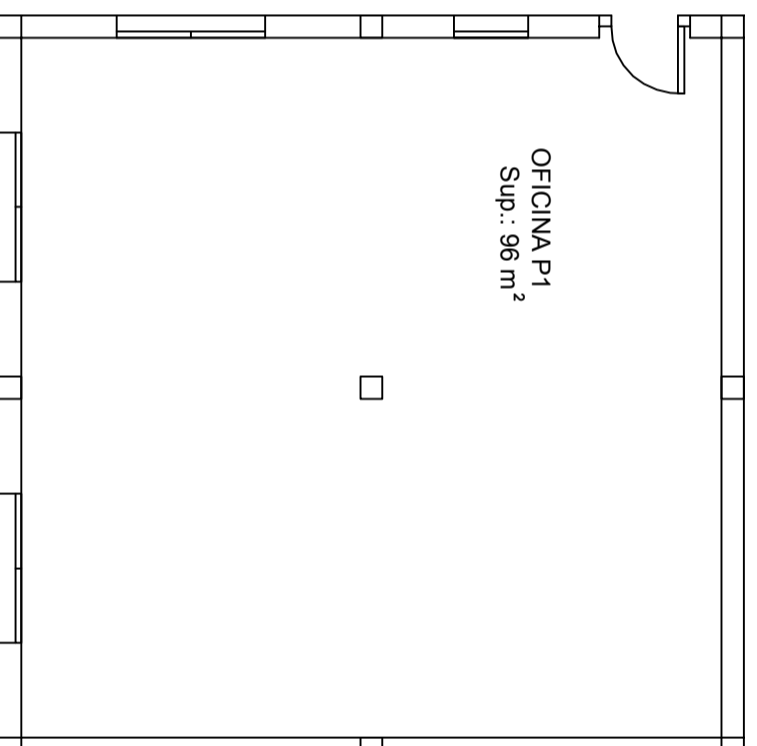
MURO INTERIOR DE LA NAVE

ESCALERA PARA OFICINA P1

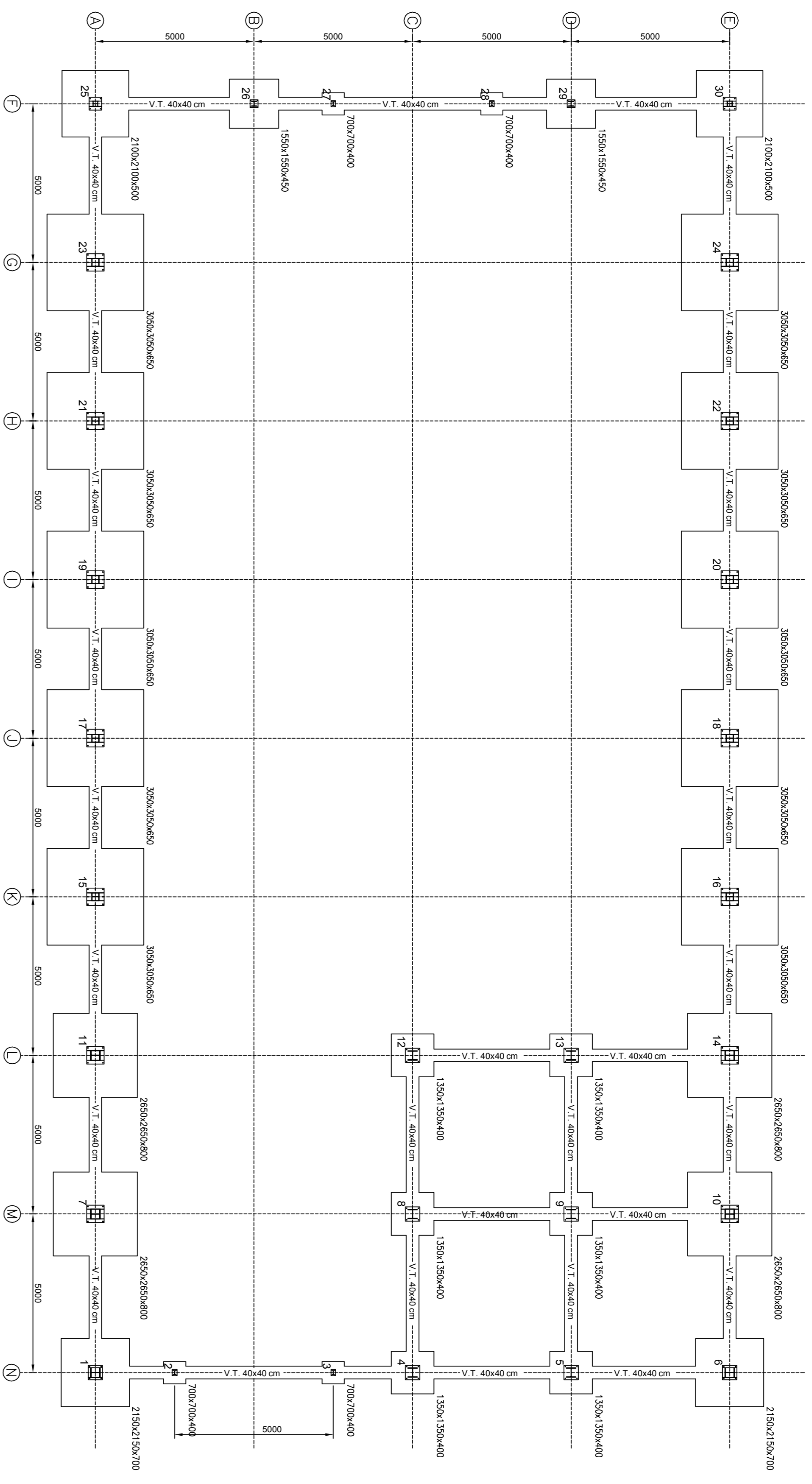
Plano n.º : 04/07



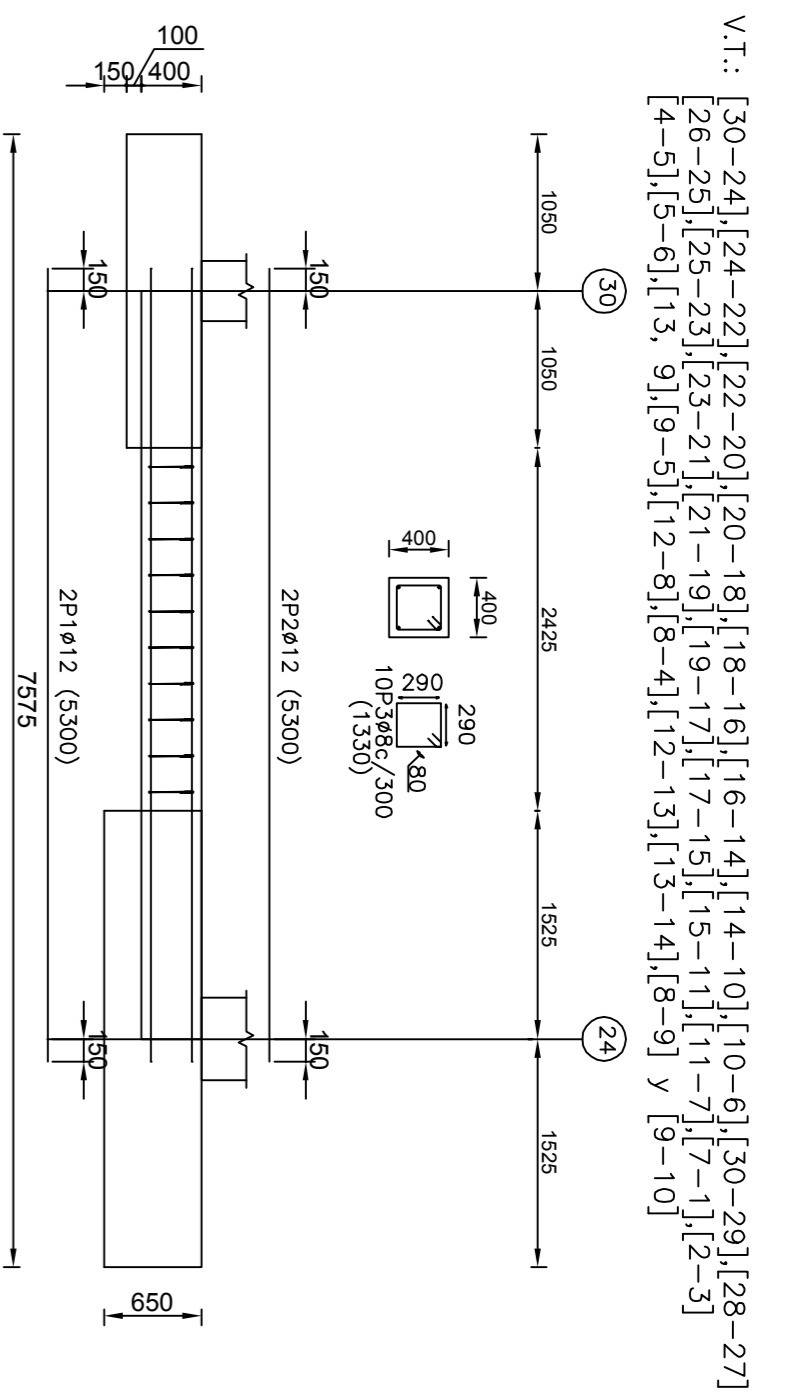
- A - Cilindro Curvador de Chapas 3DP 1521
- B - Cizalla Klinsman RPG 3110
- C - Torno Amutio HB 575 X 1500
- D - Torno Amutio HB 575 X 2000
- E - Torno Amutio HB 725 X 2000
- F - Torno Pinacho S90 X 260 X 2225
- G - Torno Pinacho S90 X 310 X 3125
- H - Torno Geminis G650S X 1000
- I - Torno Geminis G970 X 3000
- J - Torno Guruzpe BT 2100 X 10000
- K - Fresadora Lagun FU-152
- L - Fresadora Zayer BF-4000
- M - Mortajadora Uipe 250
- N - Tabadro Erlo TCA 40
- Ñ - Tabadro Erlo TCA 30
- O - Tabadro Foradia 50 X 1200
- P - Sierra Danobat 440
- Q - Sierra Cinta MG BMSY 550-G
- R - Equilibradora Hoffman UHK 16



FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESQUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE ALGECIRAS
	PABLO GUILÉN		INGENIERIA TÉCNICA INDUSTRIAL, Mecánica
DENOMINACIÓN DEL PROYECTO : NAVE INDUSTRIAL PARA MECANIZADO			
DENOMINACIÓN DEL PLANO : DISTRIBUCIÓN EN PLANTA			
UNIDADES			PLANO N.º :
1/100			05/07
mm			



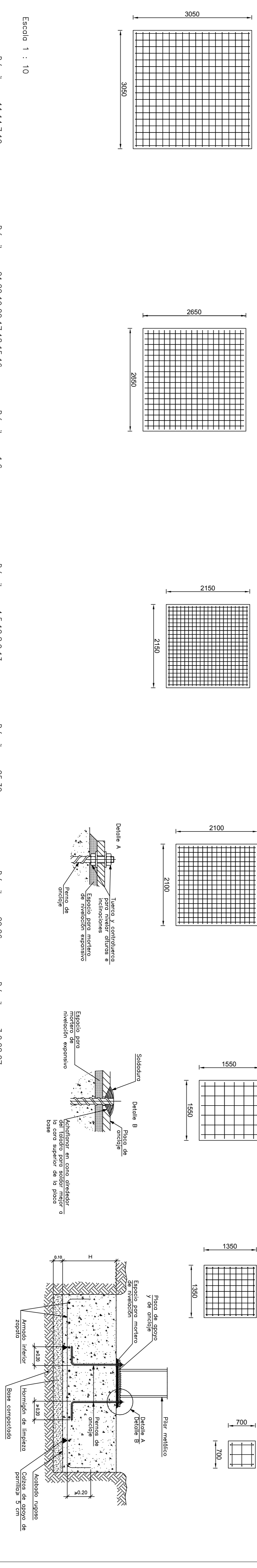
Escala 1 : 100



V.T. [29-28][27-26][1-2] y [3-4]

Elemento	Pos.	Díam.	Nº	Long.	Total		
		(cm)		(cm)	(kg)		
30, 25	1	ø12	17	200	3400		
	2	ø12	17	200	3400		
	3	ø12	17	200	3400		
	4	ø12	17	200	3400		
Total+10%:				1329	2658		
24, 22, 20, 18, 16, 23, 21, 19, 17, 15	5	ø16	18	295	5310		
	6	ø16	18	295	5310		
	7	ø16	18	295	5310		
	8	ø16	18	295	5310		
	Total+10%:				3687,0	7274	
	14, 10, 11, 7	9	ø16	18	255	4590	
		10	ø16	18	255	4590	
		11	ø16	18	255	4590	
12		ø16	18	255	4590		
Total+10%:				1681	3362		
6, 1		13	ø12	21	205	4305	
		14	ø12	21	205	4305	
		15	ø12	21	205	4305	
		16	ø12	21	205	4305	
		Total+10%:				1681	3362
	29, 26	17	ø12	6	145	870	
		18	ø12	6	145	870	
		19	ø12	6	145	870	
		20	ø12	6	145	870	
		Total+10%:				67,8	1356
28, 27, 2, 3		21	ø16	3	90	270	
		22	ø16	3	90	270	
		Total+10%:				9,5	189
		4, 8, 12, 13, 9, 5	23	ø12	9	148	1332
			24	ø12	9	148	1332
	25		ø12	9	148	1332	
	26		ø12	9	148	1332	
	Total+10%:				51,9	1038	
	V.T. [30-24][24-22][22-20][20-18][18-16][16-14][14-10][10-6][30-29][28-27][26-25][25-23][23-21][21-19][19-17][17-15][15-11][11-7][7-1][2-5][4-5][5-6][1-3, 9][9-5][12-8][8-4][12-13][13-14][8-9] y [9-10]		27	ø12	2	530	1060
			28	ø12	2	530	1060
29			ø8	10	133	1330	
Total+10%:				26,4	528		
4, 8, 12, 13, 9, 5 y 3			30	ø12	2	280	560
		31	ø12	2	280	560	
		32	ø8	6	133	798	
		Total+10%:				14,4	288
		4, 8, 12, 13, 9 y 5	33	ø12	2	280	560
			34	ø12	2	280	560
	35		ø8	6	133	798	
	Total+10%:				14,4	288	

Referencias	Pernos de Pico de Anclaje	Dimensiones de Pico de Anclaje	Reglazadores Alto x Espesor/Borde
30 y 25	4x20 mm L=40 cm	400x40x15 (mm)	100x6/- (mm)
24 y 23	8x25 mm L=55 cm	550x50x20 (mm)	150x8/- (mm)
22,20,28,26,21,19,17 y 15	8x25 mm L=50 cm	550x50x20 (mm)	150x8/- (mm)
14,10,11 y 7	4x25 mm L=70 cm	550x50x20 (mm)	150x7/30 (mm)
6 y 1	4x20 mm L=60 cm	450x45x18 (mm)	100x5/20 (mm)
29 y 26	4x8 mm L=30 cm	250x25x11 (mm)	150x20x7 (mm)
30 y 25	4x8 mm L=30 cm	150x20x7 (mm)	450x40x8 (mm)

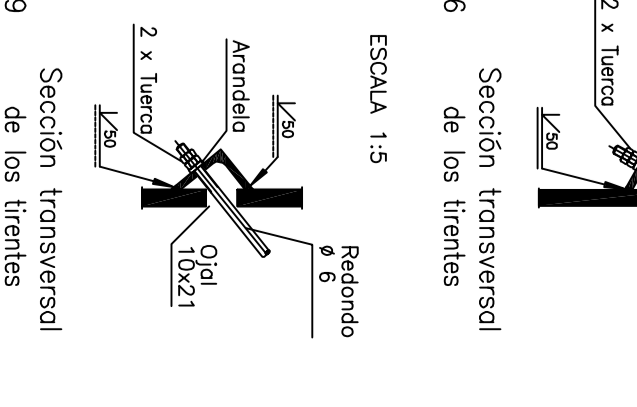
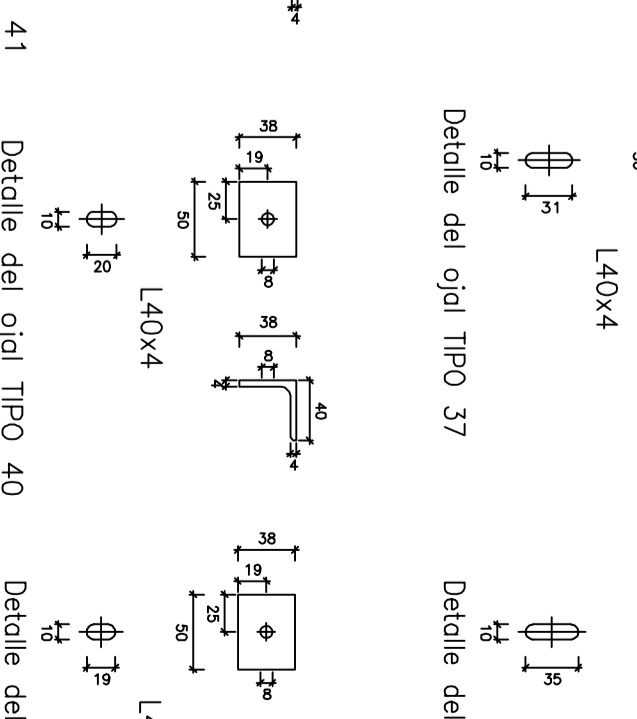
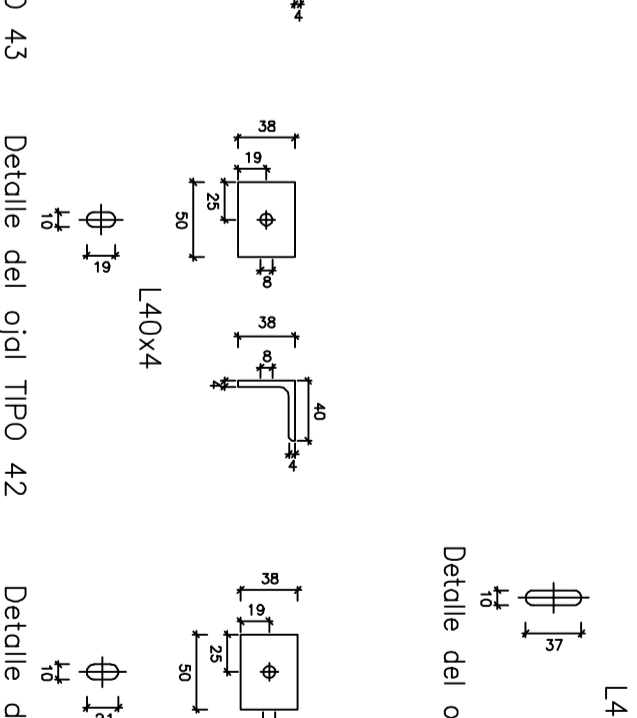
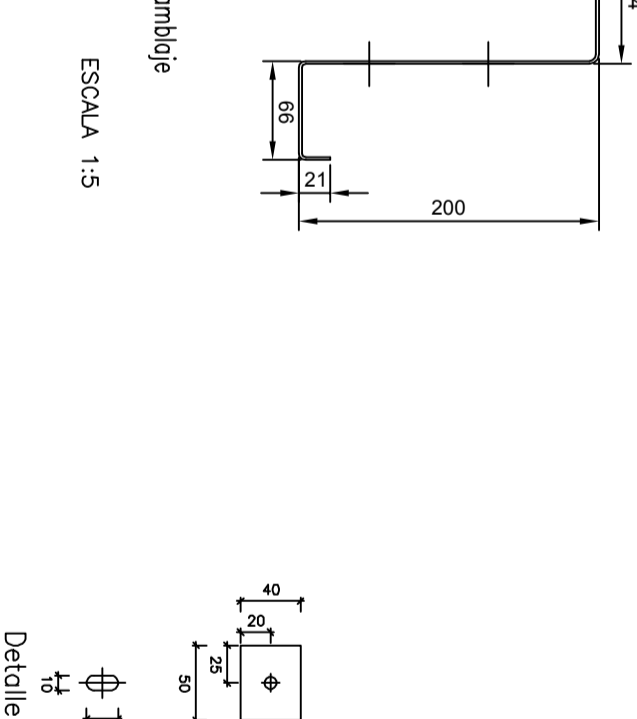
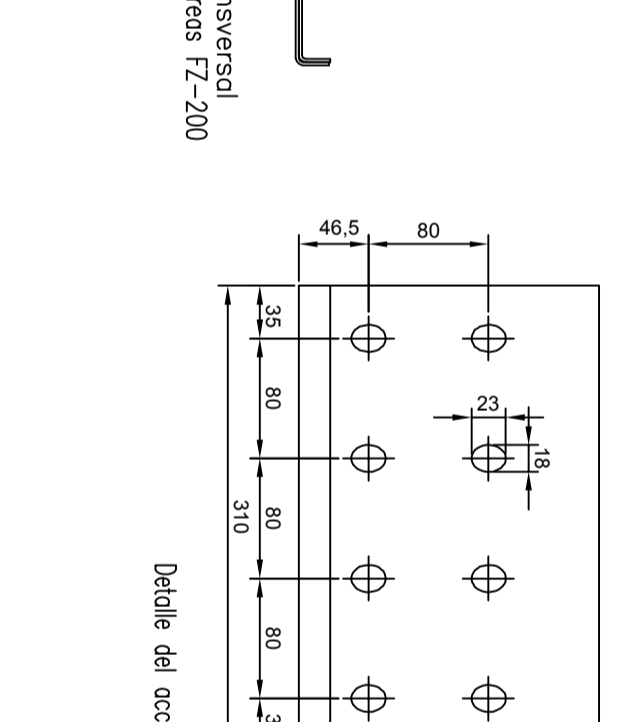
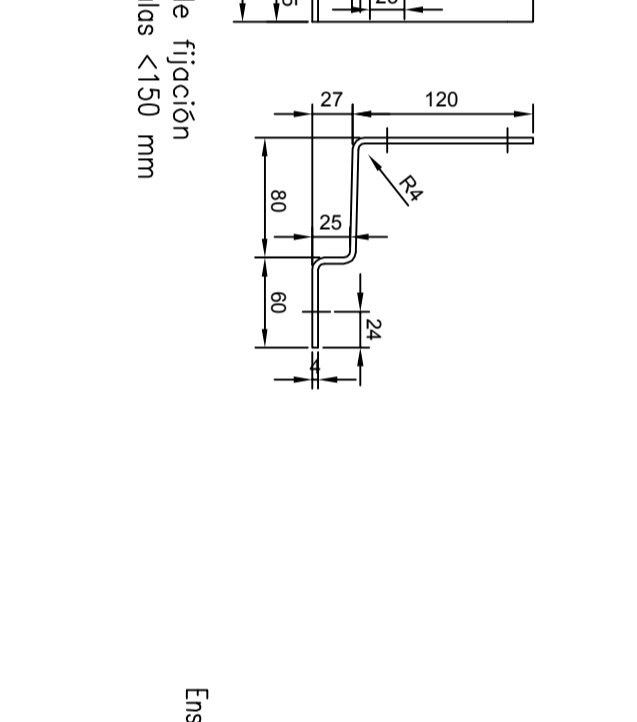
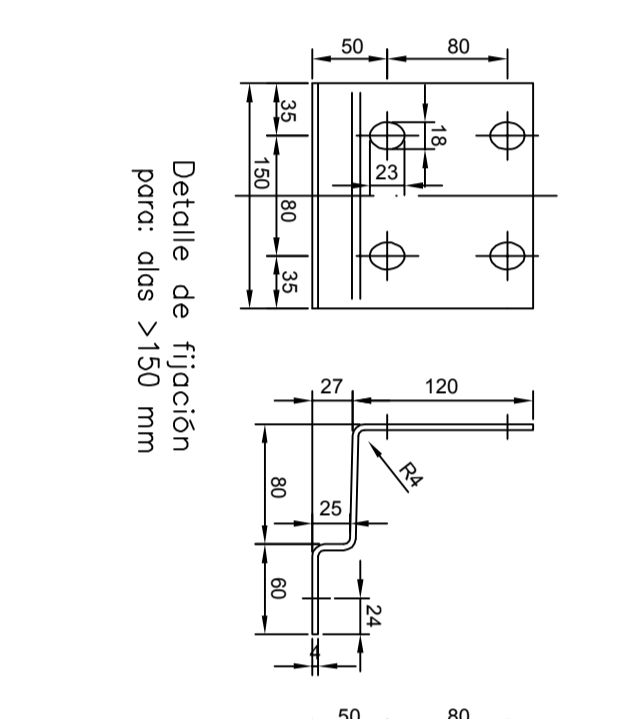
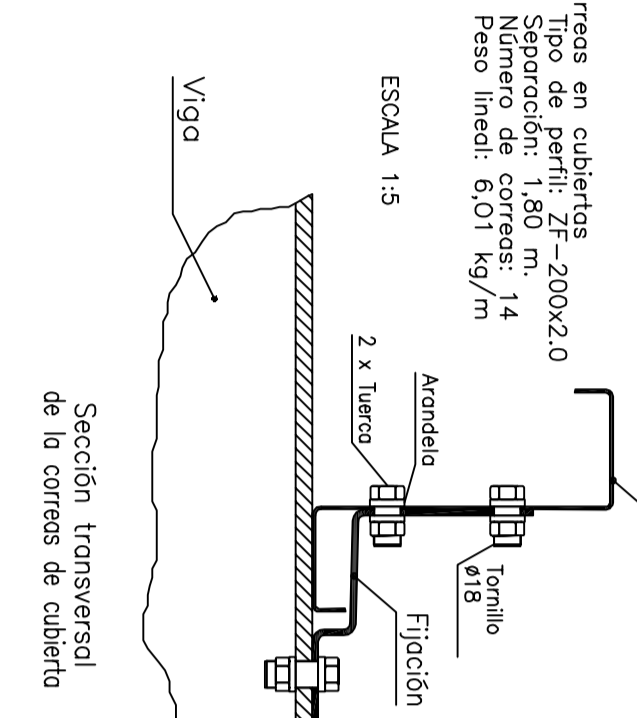
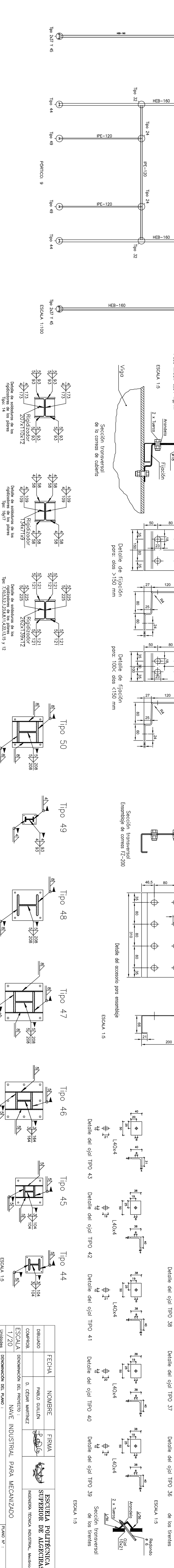
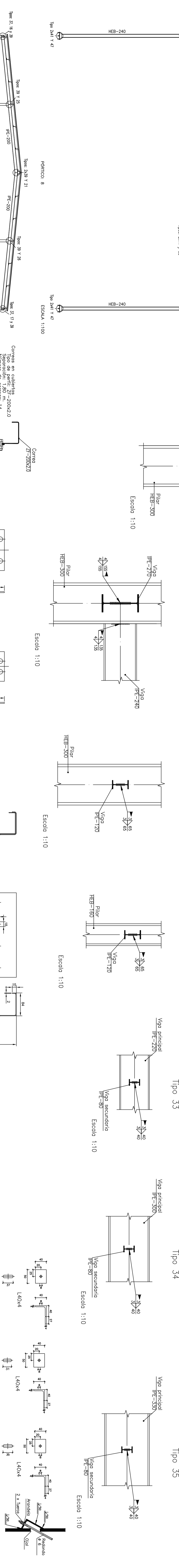
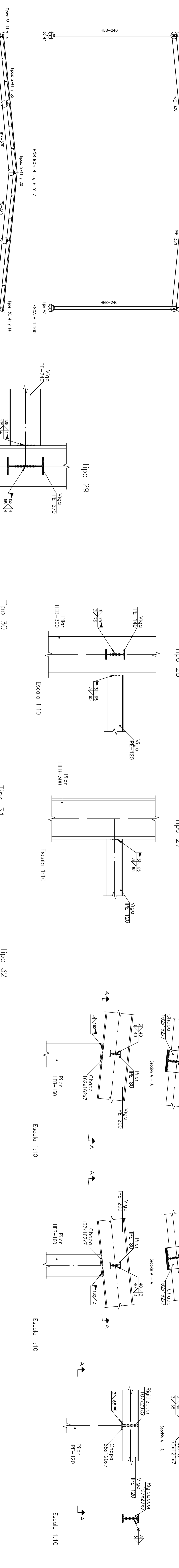
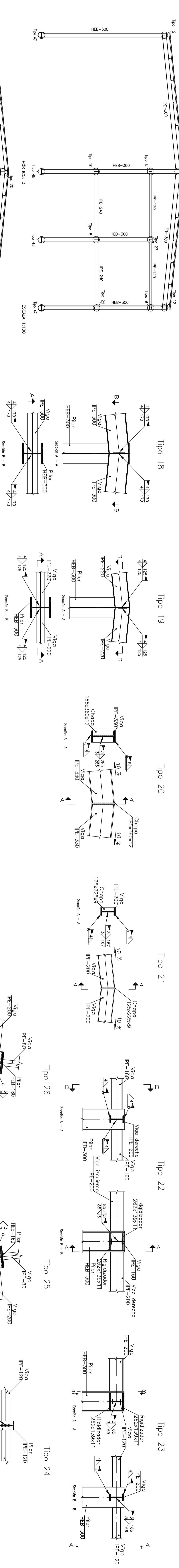
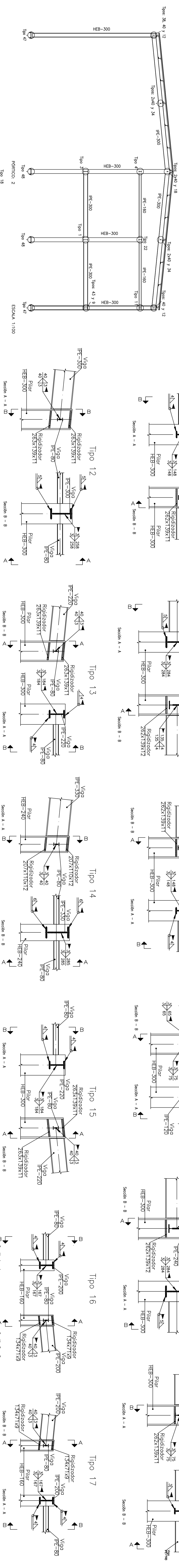
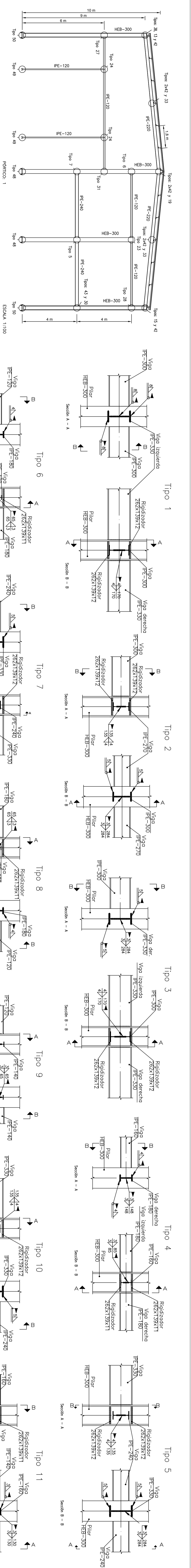


Escala 1 : 10

Referencias	Pernos de Pico de Anclaje	Dimensiones de Pico de Anclaje	Reglazadores Alto x Espesor/Borde
24 y 23	4x20 mm L=40 cm	400x40x15 (mm)	100x6/- (mm)
8x25 mm L=55 cm	550x50x20 (mm)	150x8/- (mm)	
8x25 mm L=50 cm	550x50x20 (mm)	150x8/- (mm)	
4x25 mm L=70 cm	550x50x20 (mm)	150x7/30 (mm)	
4x20 mm L=60 cm	450x45x18 (mm)	100x5/20 (mm)	
4x8 mm L=30 cm	250x25x11 (mm)	150x20x7 (mm)	
4x8 mm L=30 cm	150x20x7 (mm)	450x40x8 (mm)	

FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCALA	DERIVACION DEL PLANO	PLANO N.º
4.8.12.13.9 y 5	PAULO GUILLEN	[Firma]	1/50	NAVE INDUSTRIAL PARA MECANIZADO	06/07
28.27.2 y 3	D. CESAR MARTINEZ	[Firma]	ESCALA	DERIVACION DEL PROYECTO : INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL, Mecánica	
29 y 26			UNIDADES		
30 y 25			mm	CIMENTACION	





FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCALA	PROYECTO	PLANO N.º
07/07	UNIONES SOLDADAS		1/20	NAVE INDUSTRIAL PARA MECANIZADO	07/07



